

Donaubrücke bei Geisingen.

Von Regierungsbaudirektor Arthur Lämmlein, Freiburg/i. Br.

aufgabe.

Bundesstraße Nr. 31, die von Breisach am Rhein über Freimach Donaueschingen und von dort über Engen und Stockach nach Meersburg am Bodensee und Lindau verläuft, kreuzt bei Geisingen, 13 km ostwärts von Donaueschingen, das Tal der Donau, dort oberhalb der Versinkungsstellen bei Immendingen noch volle Wasserführung aufweist. Sie ist an dieser Stelle nicht geteilt, so daß ihre Hochwässer noch weite Flächen des Tales überschwemmen. Die Bundesstraße Nr. 31 war deshalb bis jetzt von der Eisenbahnlinie Donaueschingen—Tuttlingen und der Geisinger Donaubrücke bei Hochwasser überflutet, so daß Verkehr auf der Straße an vielen Tagen des Jahres unterbrochen war (Bild 1).



Bild 1. Alte Brückenzufahrt bei Hochwasser.

alt wie der Straßenzug vom Rhein zum Bodensee, so alt ist auch die Geschichte des Donauübergangs bei Geisingen. Früher eine Furt, war im 16. Jahrhundert bereits eine Holzbrücke vorhanden, und im Jahre 1683 ist die erste gedeckte Holzbrücke nachweisbar. Brände machten in den Jahren 1769 und 1807 den Bau neuer Brücken notwendig. Die letzte Holzbrücke über den unkorrigierten Donaubeet war eine sehr bemerkenswerte Konstruktion und eine für die damaligen Erbauer beachtliche Leistung. Sie war durch ihre ansprechende Form und ihre solide Bauweise ein wichtiges Wahrzeichen des badischen Donautales (Bild 2). Als sie

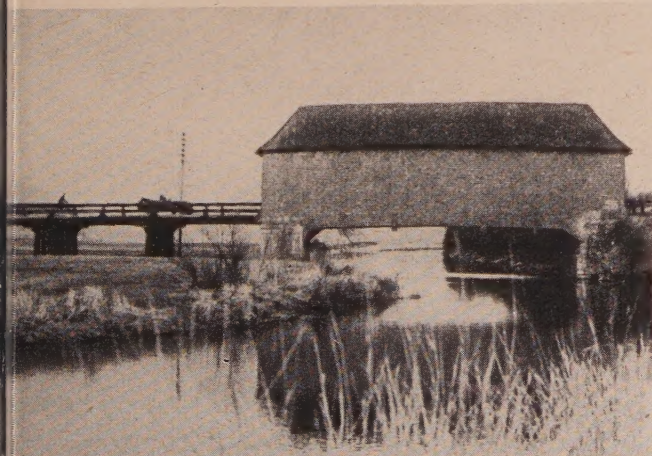


Bild 2. Alte Donaubrücke.

am 21. April 1945 den Kriegereignissen durch Brand zum Opfer fiel, konnte sie auf eine Lebensdauer von fast 150 Jahren zurückblicken.

An ihrer Statt wurde wenige Monate nach der Zerstörung eine Behelfsbrücke erstellt (Bild 3), wobei die Zufahrten zur Brücke unverändert blieben. Die Überschwemmungen der Bundesstraße mußten daher weiter in Kauf genommen werden. Da die Tragfähigkeit dieser Behelfsbrücke nur eine sehr beschränkte war, außerdem die Unterhaltung ihrer hölzernen Fahrbahn bei der Beanspruchung durch den außerordentlich starken Straßenverkehr sehr umfangreiche Mittel in Anspruch nahm, und die sehr eng stehenden Holzjoche der Brücke den Abfluß des Hochwassers behinderten, war der Wunsch auf baldigen Bau einer neuen endgültigen Brücke sehr ver-



Bild 3. Behelfsbrücke (im Hintergrund die neue Brücke).

stündlich. Die Straßenbauverwaltung in Freiburg führte deshalb auf Veranlassung des Bundesverkehrsministeriums bereits im Jahre 1950 die ersten Voruntersuchungen für den Brückenneubau durch.

II. Vorentwürfe.

An den Entwurf der neuen Brücke wurden im Interesse des Straßenverkehrs folgende Forderungen gestellt:

1. Bemessung des Neubaus nach Brückenklasse 60 (DIN 1072/1951). Die Bemessung mußte später auf 70 t = 80 tons umgestellt werden.
2. Wahl einer Brückenbreite, die mindestens der Breite entspricht, die auf der freien Strecke der Bundesstraße Nr. 31 vorhanden ist bzw. geschaffen werden soll. Der Straßenzug ist an dieser Stelle Gemeinschaftsstrecke auch für die Bundesstraße Nr. 33, die von Offenburg über den Schwarzwald nach Donaueschingen und von dort über Singen zum Bodensee bei Konstanz führt.
3. Hochwasserfreie Lage der Zufahrten zur Brücke, damit sie an allen Tagen des Jahres befahren werden kann.
4. Verbesserung der Zufahrten zur Brücke in einer Weise, daß eine zügige Linienführung der Gesamtstrecke erreicht wird.

Bei der Aufstellung des Entwurfs mußten weiter noch die Forderungen beachtet werden, die den glatten Durchfluß der Hochwässer ermöglichen sollten, ferner solche, die im Hinblick auf das Landschaftsbild an die Gestaltung des Neubaus gestellt werden mußten.

Von Süden her führte die Straße bis jetzt mit starkem Gefälle auf die Brücke zu, um dann plötzlich fast rechtwinklig in sie einzubiegen. Dieser Mißstand, der schon zahlreiche und teils schwere Verkehrsunfälle verursacht hatte, mußte vor allem beseitigt werden. Die Abflachung der Linie fand allerdings ihre Grenze in der

en Brücke unmöglich. Denn es erschien nicht ratsam, ein mas-
Gewölbe auf den in der Gründungstiefe anstehenden Opalinus-
aufzusetzen.

wählte deshalb als Vorentwurf einen sehr dünnen Stahl-
dreigelenkbogen mit Kastenquerschnitt als dem Untergrund
steile leichtere Brückenkonstruktion, jedoch unter Beibehaltung
äußeren Form der steinverkleideten Massivbrücke. Die vier
Rippen, von denen die äußeren die Steinverkleidung tragen
en, hätten über der sehr dünnen gewölbten Platte hauptsäch-
lich Bogenscheiben gewirkt. Die ganze Konstruktion wäre aber
in der Schiefwinkligkeit und der sehr dünnen Platte sehr
schwierig geworden. Nachteilig wäre auch gewesen, daß bei dieser
Konstruktion fünf Querschnitte in der Fahrbahn überbrückt werden

gesehen. Für die Hinterfüllung mußte ein möglichst leichter Baustoff
gewählt werden, damit die Abmessungen der Fundamente des Stahl-
betonbogenentwurfs beibehalten werden konnten. Die waagerechten
Kräfte der Hinterfüllung durch die Stirnmauern sollten durch Zug-
anker aufgenommen werden, die in geeigneter Weise gegen Rost-
gefahr zu schützen und mit den Stirnmauern zu verbinden sind.
Es bestehen aber noch so viele Schwierigkeiten für die Berechnung
und Ausführung einer solchen Konstruktion, daß es unratsam er-
schien, diese Maßnahmen bei einem größeren Bau zu erproben.

III. Ausführungsentwurf.

Der Ausschreibung lag der verwaltungsseitig aufgestellte Entwurf
eines Stahlbetondreigelenkbogens mit Kastenquerschnitt und vier

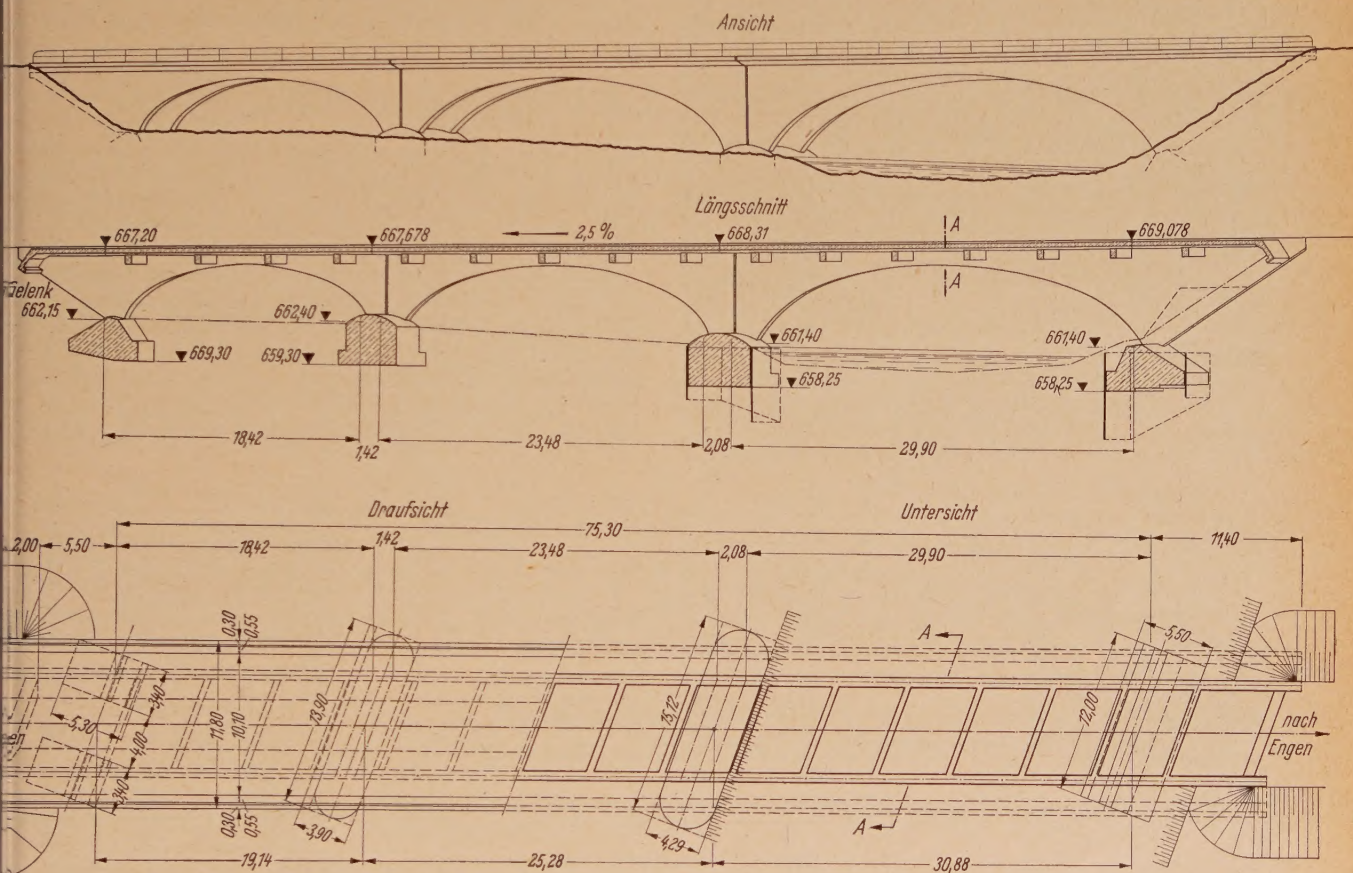


Bild 7a. Ansicht der Brücke mit Längsschnitt, Draufsicht und Querschnitt.

en. Auch hätte man die Gelenke schräg anordnen müssen, da
das Gewölbe schief zur Brückenachse verliefen.

Bei der näheren Bearbeitung des Vorentwurfes zeigte es sich
daß die vorgeschlagene Konstruktion keineswegs die wirt-
lichste Lösung brachte, auch wenn man die Mehrkosten für
Steinvermauerung nicht in Rechnung stellte. Ein Teil der Quer-
wand und der inneren Längswände konnten weggelassen werden,
wobei die untere oder die obere Seite des Hohlkastenquerschnittes,
entweder ein Scheibentragwerk oder ein Schalentragwerk ent-
wickelt werden. Für das Schalentragwerk sprach die geschlossene Gewölbe-
form, die sich bei Hochwasser u. U. günstiger auswirken kann als
ein durchflutetes Scheibentragwerk.

Es wurde deshalb weiter noch von Prof. Tölke und Dipl.-Ing.
H. Bert ein Vorentwurf für ein Schalengewölbe ausgearbeitet, wobei
hier die äußere Form der Massivbrücke einschließlich der
Steinvermauerung beibehalten wurde. Die eigentliche Schale sollte
vielmehr in der Stützlinienform für ständige Last verlaufen und
sollte hierfür vorwiegend als Gewölbe wirken. Die ständigen und
verkehrslasten, die durch Gewölbewirkung nicht aufgenommen
werden konnten, sollten in Trägersrichtung auf die Stirnmauern
übertragen werden, die statisch als Binder wirkten. Zur Stahl-
einleitung war eine Vorspannung der Binder und zur Vermeidung
besonderen Dichtung eine Quervorspannung der Schale vor-

Längsrippen zugrunde. Zugelassen waren Sonderentwürfe unter
Einhaltung der äußeren Form des Verwaltungsentwurfes. Die Son-
derentwürfe wichen von dem Verwaltungsvorschlag in der Haupt-
sache dadurch ab, daß ein Teil der Querwände weggelassen und die
gewölbte Platte zum tragenden Bogen verstärkt wurde, so daß die
inneren Bogenscheiben weggelassen konnten, wobei sich wirtschaf-
tliche Vorteile ergaben. Außerdem wurden Zwei- und Dreigelenk-
Bogenscheibentragwerke mit 2 oder 3 Scheiben angeboten.

Zur Ausführung wurde ein Sonderentwurf der Wayss & Freytag
A. G., Niederlassung Stuttgart, bestimmt, der im vorliegenden Fall
unter den vorhandenen und zur Zeit möglichen Ausführungsarten
auch gegenüber einem Plattentragwerk unbedingt die wirtschaft-
lichste Ausführung darstellt und außerdem in ästhetischer Hinsicht
befriedigt.

in Querrichtung vorgespannt ist. Die Querträger, die den Bögen zunächst liegen, werden durch entsprechende Maßnahmen hindurchgezogen. In den Bogenseiben ist an diesen eine zusätzliche Bewehrung eingelegt, die in schräger Lage den Querträgern zu den Fußgelenken führt, so daß auf diese die Querträger zu Windrahmen ergänzt sind.

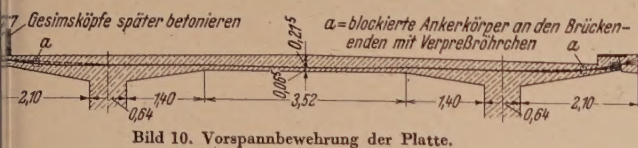


Bild 10. Vorspannbewehrung der Platte.

Gelenkkräfte werden von gepanzerten Wälzgelenken, System Lrkhardt, auf Pfeiler und Widerlager übertragen. Die Gelenke rechtwinklig zur Fahrbahnachse angeordnet, wobei die endenden Gelenkachsen der beiden Bogenseiben auf gleicher Höhe liegen. Die Berührungslinie der Gelenke entspricht im all-

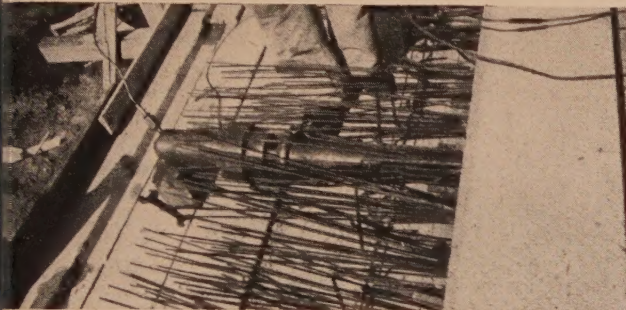


Bild 11. Vorspannung der Fahrbahnplatte.

nen der Dicke der Bogenseiben und beträgt 0,64 m. Nur am Widerlager mußte an den Bogenseiben eine Fußverbreiterung angeordnet werden, um Platz für zwei nebeneinanderliegende Gelecke mit insgesamt 90 cm Berührungslänge zu schaffen. Zur Aufnahme der Querkräfte wurden je Gelenkplatte 2 ϕ 50 mm angeordnet.

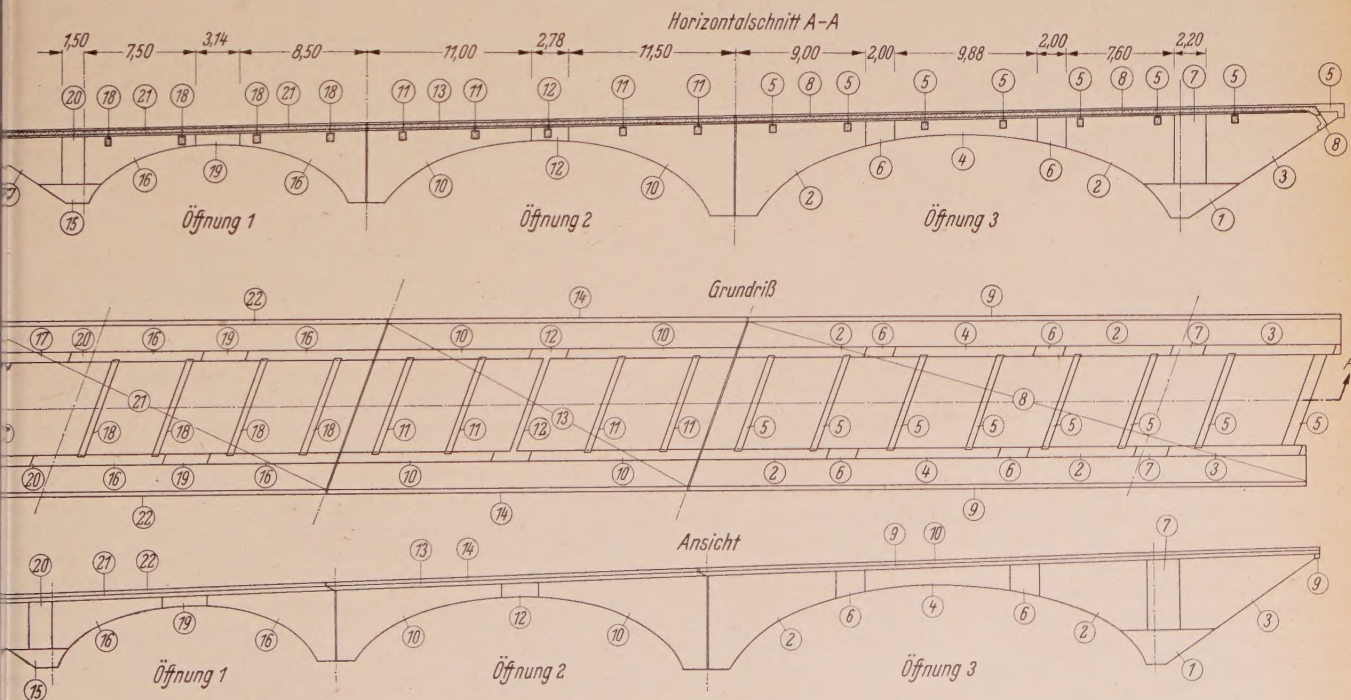


Bild 13. Betonierprogramm.

Gelenke wurden für Normalkräfte von 458 t bzw. 282, 270, 282 und 287 t und Querkräfte von 97 t bzw. 57, 53, 56, 47 t bemessen. Die Auflagerkräfte werden von Flächenfundamenten aufgenommen, die bei dem rechtsseitigen Widerlager und den Pfeilern durchgehend ausgebildet sind, während das Fun-

dament des linksseitigen Widerlagers aus zwei Teilen besteht, um an Massen zu sparen. Der sehr leichte Überbau ermöglichte, die Ausmaße der Fundamente verhältnismäßig klein zu halten und die höchstzulässige Kantenpressung an der Bodenfuge von 3,0 kg/cm² nicht zu überschreiten.

IV. Bauausführung.

Der Baugrund bestand nach den Probebohrungen aus festem Opalinuston mit dazwischengelagerten Kalkstein- und Kiesbänken von geringer Mächtigkeit, so daß für die Baugruben Stahlspundwände angeordnet werden mußten. Für die Fundamente war ein Beton B 160 vorgeschrieben und für das Aufgehende ein B 225.

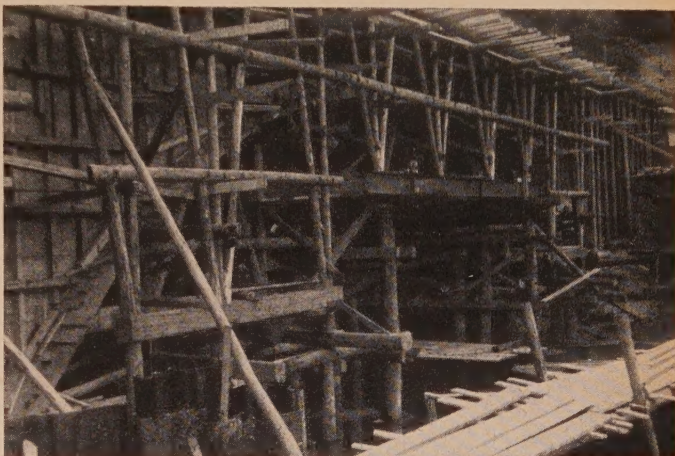


Bild 12. Lehrgerüst der Hauptöffnung.

Erreicht wurde eine Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen von 220 bzw. 295 kg/cm².

Das Lehrgerüst wurde, in den kleineren Öffnungen in gewöhnlicher Bauart mit Pfosten und Streben ausgeführt. In der Flußöffnung erhielt es eine Durchflußlücke, die mit Stahlträgern überbrückt wurde (Bild 12). Ihre Verformung fand bei der Überhöhung

des Lehrgerüsts Berücksichtigung. Unter den Bogenseiben wurden je 2 Binder und je 1 Binder unter den beiden Gehwegauskragungen und unter der Platte in Feldmitte angeordnet (s. Bild 8). Die Schalung der Platte ruhte auf unterspannten Trägern.

Die Bogenseiben mit Fahrbahnplatte wurden getrennt für jede



Bild 14. Baustelle bei Hochwasser im Winter 1951/52.

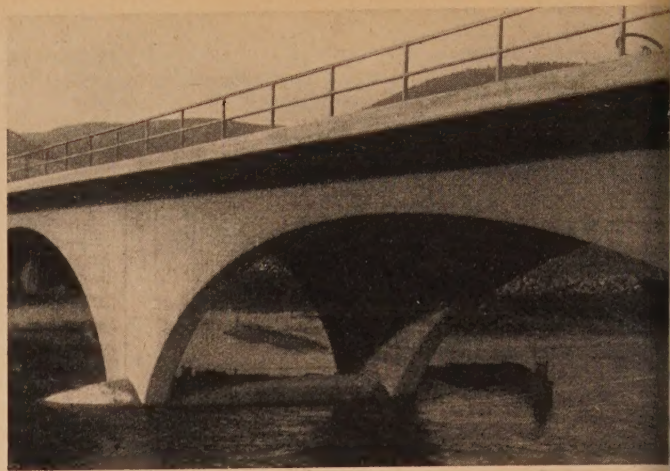


Bild 15. Pfeilerausbildung.

Öffnung betoniert, wobei die Fugen durch die ganze Konstruktion durchgehen. Bei der Festlegung der Betonierfolge (Bild 13) für die Bogenscheiben war auf die Lehrgerüstverformung Rücksicht zu nehmen, aber auch darauf, daß möglichst wenig Arbeitsfugen entstehen, um eine einheitliche Flächenwirkung in der Ansicht der Brücke zu erzielen. So hat man in den beiden kleineren Öffnungen nur eine Betonierlücke in der Scheitelgegend angeordnet. Bei der großen Öffnung mußten Betonierlücken über den Enden der Stahlträger der Abflußöffnung ausgeführt werden. Weitere Lücken waren zwischen Feldöffnung und Bogenscheibenauskragung notwendig.

Die beiden durchgehenden Quersfugen über den Pfeilern sind durch 1 mm dicke und 24 cm breite Kupfer-Fugenbleche abgedeckt. Darüber wurden Betonformsteine $24 \times 24 \times 4$ cm in Bitumen verlegt, die fahrbahn- bzw. gehwegeben abgeschlossen sind. Mit Rücksicht auf die Quervorspannung konnte auf eine besondere Fahrbanddichtung verzichtet werden. Als Fahrbanddecke dient ein

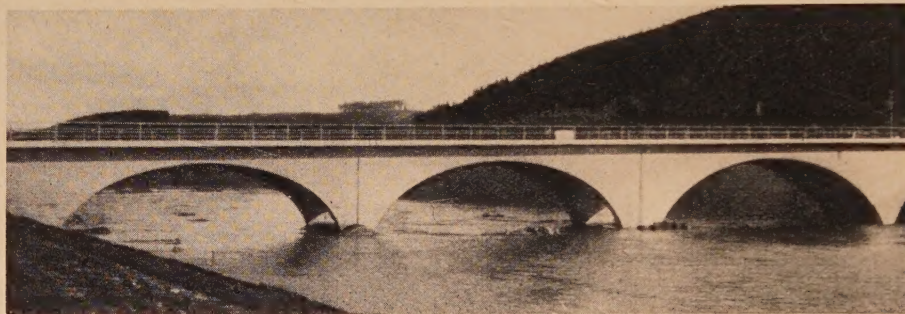


Bild 16. Gesamtansicht der neuen Brücke.

5 cm dicker, zweilagiger Hartgußasphaltbelag, der über den Decksfugen gestoßen und mit Bitumenverguß geschlossen wurde.

Die Bauarbeiten, die im Oktober 1951 begonnen wurden, mußten im Winter 1951/52 mehrfach infolge starken Hochwassers (Bild 14)

und wegen Frost eingestellt werden, so daß erst im April 1952 mit den Betonarbeiten begonnen werden konnte, die am Ende August 1952 beendet. Nach Abschluß der Rampenherstellung konnte die Brücke am 18. November 1952 dem Verkehr übergeben werden (Bild 15 u. 16). Für den Bau der Brücke

mit 1112 m² Fläche wurden nur 580 m³ Beton für Pfeiler u. Widerlager sowie 680 m³ Stahlbeton mit 55 t Betonstahl I und II Spannstahl St. 165 für den Überbau benötigt.

Die Ausführung der Arbeiten erfolgte in einwandfreier Weise durch die Firma Wayss & Freytag A. G., Niederlassung Stuttgart, die auch im Benehmen mit dem Brückenbauamt der Straßenbauverwaltung in Freiburg die Planbearbeitung und Berechnung durchführte.

Die praktische Anwendung des *n*-freien Traglastverfahrens zur Bemessung rechteckiger Stahlbetonquerschnitte bei reiner Biegung.

Von Dr.-Ing. Ludwig Seltenhammer, Verbundgesellschaft, Wien

Zusammenfassung:

Nach Darlegung des Zweckes der Arbeit werden die allgemeingültigen Beziehungen für die Berechnung im Sinne des neu-entwickelten Traglastverfahrens abgeleitet, und zwar für einfache einlagige, mehrlagige und doppelte Bewehrung. Die der Berechnung zugrunde liegenden Arbeitslinien der Baustoffe werden sodann hinsichtlich Verlässlichkeit und möglicher Fehler der Annahmen sehr eingehend kritisch untersucht; für die wahrscheinlichsten Annahmen wird die Größe der unvermeidlichen Streuung im Endergebnis ermittelt. Die Frage der Rißanfälligkeit wird im Zusammenhang mit dem Bemessungsvorgang kurz gestreift. Gestützt auf die gewonnenen Einsichten wird ein einfacher Bemessungsbehelf entwickelt, der ohne zeitraubende Rechenarbeit die Lösung aller praktisch vorkommenden Bemessungsaufgaben ermöglicht. Über die praktischen Erfahrungen bei der Anwendung eines solchen Bemessungsbehelfes wird an Hand von numerischen Beispielen und Versuchsergebnissen, welche auch einen Vergleich zwischen Traglast und *n*-Verfahren ermöglichen, in einem gesonderten Aufsatz berichtet werden.

1. Veranlassung und Zweck der Untersuchung.

Vorliegende Arbeit ist anlässlich der Bemessung der für die Fortführung der Elektrifizierung der österreichischen Westbahnstrecke

bis Wien benötigten Fahrleitungsmaste aus Stahlbeton entstanden, die in Großserien als Fertigteile hergestellt werden und daher möglichst materialsparend und wirtschaftlich ausgebildet sein sollten. In den letzten Jahren wurde unter der Bezeichnung „Traglastverfahren“ ein neuartiges Berechnungsverfahren entwickelt, welches das Tragverhalten von Verbundkörpern aus Beton und Stahl wirklichkeitstreuer zu beschreiben vorgibt, dies beim altgewohnten *n*-Verfahren der Fall ist. Da es nach Ansicht seiner Verfechter wirtschaftliche Vorteile bringen und außerdem den Rechnungsgang einfacher und einheitlicher gestalten soll, lag seine Anwendung für die erwähnte Bemessungsaufgabe nahe. Wenn das Traglastverfahren den Vorzug einer wirklichkeitstreuen Beschreibung des inneren Kräftespieles auf Grund der tatsächlich vorhandenen Arbeitslinien für Beton und Stahl für sich in Anspruch nimmt, müssen diese Arbeitslinien genügend genau bekannt sein oder angenommen werden können. Abweichungen von den der Rechnung zugrunde liegenden Annahmen bedingen auch Abweichungen des tatsächlichen Tragverhaltens vom Rechnungsergebnis. Nun sind in Fachkreisen einige für den Verlauf der Arbeitslinien und der Übertragung auf biegebeanspruchte Querschnitte grundlegende A

en noch umstritten, und es finden sich im Schrifttum teilweise unterschiedliche Angaben und Zahlenwerte hierüber, wobei für sich durch theoretische Betrachtungen oder Versuchsergebnisse gestützt wird. Bisher fehlte eine kritische Sichtung und Teilung solch widersprechender Auffassungen; erst in jüngster wurde damit begonnen¹⁾. Vor Anwendung des neuen Verfahrens war daher geboten, zunächst Art und Umfang aller Umstände festzustellen, die als ungenügend geklärt anzusehen sind, sodann die Auswirkungen ungenauer Annahmen auf das Rechenergebnis abzuschätzen. Die vorliegende Arbeit verfolgt somit Zweck, das Ergebnis einer auf praktische Bedürfnisse abgestellten kritischen Untersuchung der Grundlagen des Traglastverfahrens mitzuteilen²⁾ und aufzuzeigen, wie ein praktisch brauchbarer Bemessungsbehelf für reine Biegung einfach und doppelt (unter statischer³⁾) Rechteckquerschnitte angelegt sein soll.

Das n -freie Bemessungsverfahren.

Einfache Bewehrung in einer Lage.

Da das Traglastverfahren bei reinem Druck als einfacher oder weniger ausgeübt angesehen werden kann und überdies im verständlichen Fall Druck keine besondere Rolle spielt, beschränken sich nachstehende Ausführungen auf reine Biegung. Die gleichen Voraussetzungen gelten auch hier, nämlich gerissene Betondeckzone, Ebenbleiben der Querschnitte und damit Spannungsverhältnisse nach den affin verzerrten Arbeitslinien für einachsige Spannungszustände (σ - ϵ -Diagramme); für den Beton gilt letzteres mit einigem Vorbehalt. Grundsätzlich mögen die Arbeitslinien Stahl und Beton etwa Bild 1 entsprechen. Die Spannungsver-

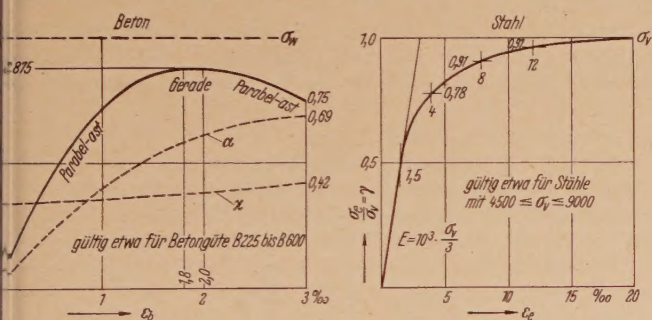


Bild 1. Idealierte Einheits-Arbeitslinien.

im biegebeanspruchten Querschnitt zeigt Bild 2, aus dem die verwendeten Bezeichnungen zu ersehen sind; σ_{bm} bedeutet Mittelwert aller Spannungen der Druckzone. Ferner werden folgende Werte und Bezeichnungen verwendet:

Druckgrad der Betondruckzone: $\alpha = \frac{\sigma_{bm}}{\sigma_w}$,

Dehnungsgrad der Stahleinlagen: $\gamma = \frac{\sigma_e}{\sigma_v}$,

Druckgrad: $\beta = \frac{\sigma_v}{\sigma_w}$,

Dehnungsziffer: $\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$,

Dehnungsstärke: $\mu\beta$,

Sicherheitszahl: $s = \frac{M_{Kr}}{M_G}$,

Äußeres Moment unter der Gebrauchslast (Gebrauchsmoment): M_G ,
Äußeres Moment im kritischen Zustand: M_{Kr} ,
Äußeres Moment zum jeweiligen Formänderungs- oder Spannungszustand gehörende innere Tragmoment: M_T .

σ_w für Beton und σ_v für Stahl sind beliebig wählbare Bezugs-

spannungen. Aus rein praktischen Gründen ist es zweckmäßig, für σ_w die Würfelzugfestigkeit des Betons und für σ_v entweder die Streckgrenze (bei Stählen mit ausgesprochenem Streckbereich) oder die Zugfestigkeit (bei hochwertigen Stählen mit nur begrifflicher Streckgrenze) einzuführen; diese Werte sind eindeutige und allgemein

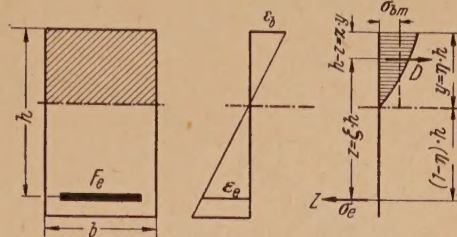


Bild 2. Innere Kräfte.

eingeführte Begriffe, die die Materialgüte einheitlich kennzeichnen. α , γ und β sind von der jeweils auftretenden Randdehnung abhängig und können daher gleich bei den Arbeitslinien als Funktion von ϵ angegeben werden (Bild 1). Aus der Voraussetzung ebenbleibender Querschnitte ergibt sich die rein geometrische Beziehung

$$\eta = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_b + \epsilon_e} \quad (1)$$

Mit m als neuem Hilfwert folgen aus den beiden Gleichgewichtsbedingungen

$$D = Z \cdot \sigma_{bm} \cdot \eta \cdot h \cdot b = F_e \cdot \sigma_e \quad \mu\beta = \frac{\alpha}{\gamma} \cdot \eta \quad (2)$$

$$M_T = D \cdot z = \sigma_{bm} \cdot \eta \cdot h \cdot b \cdot \xi \cdot h$$

$$m = \frac{M_T}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_w} = \alpha \eta (1 - \gamma \eta) \quad (3)$$

Mit η als Parameter ist durch die Gln. (2) und (3) ein funktionsartiger Zusammenhang zwischen $\mu\beta$ und m gegeben, der nach Elimination von η auch geschrieben werden kann

$$m = \gamma \cdot \mu\beta \cdot \left(1 - \frac{\gamma}{\alpha} \cdot \mu\beta\right) \quad (4)$$

2.12 Diese leicht faßlichen Beziehungen stellen das ganze mathematische Rüstzeug des Traglastverfahrens dar und gestatten die Lösung aller praktisch vorkommenden Bemessungsaufgaben. Das Traglastverfahren geht von den Verformungen (den Randdehnungen ϵ) aus und nicht von Spannungen, die erst auf dem Umweg über die Bezugsspannungen σ_w und σ_v sowie die Verhältniszahlen α und γ in der Rechnung erscheinen. Dies entspricht eigentlich auch dem natürlichen, unseren Baustoffen wesenseigenen Vorgang, dem aber in der gebräuchlichen Statik und Festigkeitslehre aus hier nicht zu erörternden Gründen meist die Rechnung mit Spannungen vorgezogen wird. Der ganz allgemein gültige Ansatz der Gln. (1) bis (4) ermöglicht, jede beliebige Form der Arbeitslinien in gleicher Weise zu verarbeiten. Es kann daher auch eine lediglich fiktive Annahme, wie z. B. das Geradliniengesetz, zugrunde gelegt werden. Die Gleichungen gelten für alle überhaupt denkbaren Gleichgewichtszustände. Als „Kritische Gleichgewichtszustände“ werden jene bezeichnet, bei denen ϵ_e oder ϵ_b oder beide zugleich gerade einen für sie „kritischen“ Wert erreichen, welcher ebensogut dem Bruchzustand, unzulässigen Rißbreiten⁴⁾ oder auch zulässigen Spannungen (bei Anwendung auf das n -Verfahren) entsprechen kann. Die Sicherheitszahl s muß nach Bedarf angenommen oder variiert werden; bei ihrer Verwendung ist in den Gleichungen $M_T = s \cdot M_G$ zu setzen.

2.13 Die fünf Bestimmungsstücke eines Gleichgewichtszustandes ϵ_b , ϵ_e , η , $\mu\beta$, m sind durch nur drei Gleichungen miteinander verknüpft; es können somit jeweils zwei von ihnen als Variable frei gewählt und die restlichen drei aus den Gln. (1) bis (3) berechnet werden. Bequemer als die analytische Berechnung ist für die praktische Handhabung eine Darstellung in Diagrammform, in welcher jedes der fünf Bestimmungsstücke durch Kurvenscharen gegeben ist. Zwei Bestimmungsstücke bestimmen durch den Schnittpunkt der entsprechenden Kurven auch die drei restlichen Stücke. Bild 3 zeigt ein solches Diagramm für die links oben angegebenen Arbeits-

¹⁾ Haberstok, Die n -freien Berechnungsweisen des einfach bewehrten, rechteckigen betonbalkens. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 103. Berlin 1951, Vertriebsstelle: Wilh. Ernst & Sohn.

²⁾ Es finden sich nämlich im Schrifttum auch das Traglastverfahren ablehnende Stellungnahmen, siehe z. B. Freitag, Gedanken eines Praktikers zur Plastizitätstheorie im Stahlbetonbau, B. u. St. 45 (1950), Heft 4, S. 77 ff.

³⁾ Die Bezeichnung „Statischer Rechteckquerschnitt“ bedeutet im Sinne Prof. Saligers, die nachstehenden Bemessungsbehelfe und Ableitungen nicht nur für rechteckige Querschnitte gelten, sondern auch für solche, die lediglich statisch als Rechteck zu betrachten sind, d. s. z. B. Rippenbalken, deren Nulllinie in der Platte liegt. Für andere Querschnittsformen, wie auf der Spitze stehende Dreiecke, Trapeze, Rippenbalken mit Nulllinie knapp oberhalb der Platte u. a. m. gelten die Diagramme näherungsweise.

⁴⁾ Die Bezeichnung „Kritischer Zustand“ für den Beginn unerträglicher Randdehnungen (unzulässig klaffende Risse) wurde nach Wissen des Verf. erstmalig von Prof. K. Jäger, Wien, in seinem Buche „Festigkeitsnachweis für Stahlbetonbau“, Manz'sche Verlagsbuchhandlung, Wien 1948, verwendet.

linien, für andere Arbeitslinien würden sich naturgemäß auch anders gelegene Kurvenscharen ergeben. Bezogen auf die jeweils vorgegebenen Arbeitslinien gestattet diese Darstellung einen sehr anschaulichen Einblick in den Mechanismus der Formänderungen

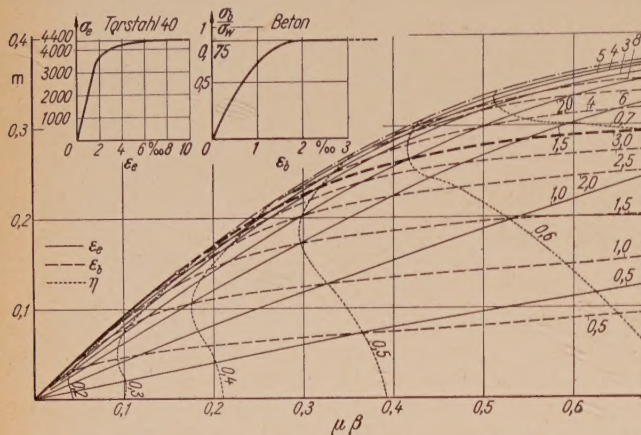


Bild 3. Gleichgewichtszustände nach Traglastverfahren.

und des Tragverhaltens. Hält man die Querschnittsabmessungen h , b und die Bezugsspannungen σ_v und σ_w konstant, so erscheinen als Variable auf der Abszissenachse die Bewehrungsziffer μ und auf der Ordinatenachse das jeweilige Tragmoment M_T . Für ein bestimmtes μ ($\mu\beta$) läßt sich aus dem Schaubild der Verlauf der ε und η bei ansteigendem Moment ablesen. Die Druckzonenhöhe η wird zunächst größer, erreicht ein Maximum und wird von da ab rasch wieder kleiner. Die Randdehnungen ε_b und ε_s wachsen anfangs linear, dann immer rascher an. Bemerkenswerterweise nähern sich die Linien gleicher ε_b , ε_s und η asymptotisch einer gemeinsamen Hüllkurve⁵⁾, welche das Gebiet

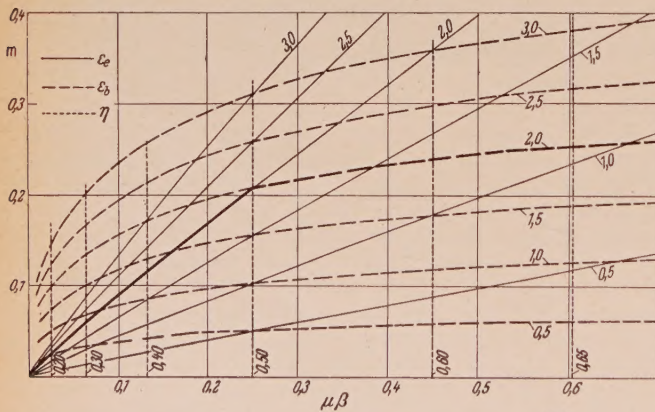


Bild 4. Gleichgewichtszustände nach n -Verfahren für $n = \frac{4200}{\sigma_w}$.

der überhaupt denkbaren Gleichgewichtszustände begrenzt. Als notwendige Folge der hier vorliegenden ausgeprägten Streck- bzw. Stauchbereiche, deren Kennzeichen Dehnung ohne Spannungszuwachs ist, kann somit das Tragmoment M_T einen bestimmten Maximalwert für jedes $\mu\beta$ nicht überschreiten, auch wenn die Randdehnungen unbeschränkt wachsen.

2.14 Es können nun beliebige „kritische Werte“ für ε_e und ε_b vorgegeben werden, die nicht überschritten werden sollen. Die zugehörigen ε -Linien stellen die entsprechenden „kritischen Gleichgewichtszustände“ dar, ihr Schnittpunkt bestimmt die „Grenzbewehrung“. In Bild 3 wurden beispielsweise $\varepsilon_e = 8\text{‰}$ und $\varepsilon_b = 3\text{‰}$ als kritische Werte angenommen und der zugehörige Linienzug im Diagramm stark ausgezogen; er fällt teilweise mit der Hüllkurve zusammen und der Schnittpunkt beider kritischen ε -Linien ist daher graphisch nicht mehr erkennbar, sondern muß durch Rechnung bestimmt werden.

⁵⁾ Die Hüllkurve ergibt sich aus Gl. (4), wenn für γ , α und κ jene Grenzwerte eingesetzt werden, denen sie bei unbeschränkt wachsenden ε_e und ε_b zustreben. Im gegenständlichen Fall folgt die Hüllkurve der Gleichung $m = \mu\beta \left(1 - \frac{2}{3} \mu\beta\right)$.

Die Linie der kritischen Zustände scheidet das Gesamtgebiet der möglichen Gleichgewichtszustände in einen unterhalb befindlichen „unterkritischen“ oder „nutzbaren“ Teil, welcher die zugelassenen Gleichgewichtszustände umfaßt, und den oberhalb gelegenen „überkritischen“ Bereich, dessen Gleichgewichtszustände nicht auftritt dürfen (wegen unzulässig großer Formänderungen) oder nicht können (weil vorher Bruch erfolgt). Für Bemessungsaufgaben sind weder die unter- noch die überkritischen, sondern lediglich die kritischen Zustände selbst von Bedeutung. Es genügt daher, Bemessungsdiagrammen lediglich diese eine Linie einzuzichnen und allenfalls noch die Linien der zugehörigen η und $\zeta = 1 - \eta$ als Funktion von $\mu\beta$ mit einzutragen.

2.15 Zum Vergleich stellt Bild 4 die Verhältnisse für Arbeitslinien nach dem Hookeschen Geradliniengesetz dar. Als Bezugsspannungen sind für Stahl und Beton die der 2‰-Dehnung entsprechenden Spannungen willkürlich angenommen, im übrigen aber die Arbeitslinien unbeschränkt fortgesetzt gedacht⁶⁾. Es zeigen sich zutreffend die für das n -Verfahren geläufigen Erscheinungen: nämlich $\eta = \text{const.}$ für $\mu = \text{const.}$ und die Randdehnungen ε_b proportional mit M_T wachsend; eine Hüllkurve existiert nicht. Nimmt man die Bezugsspannungen gleichzeitig als Höchstwerte (kritische Spannungen = Bruchspannungen) an, so begrenzen die zugehörigen Linien $\varepsilon_e = 2\text{‰}$ und $\varepsilon_b = 2\text{‰}$ auch hier wieder das Gebiet der nutzbaren Gleichgewichtszustände. Für große Dehnungen ist ein Gleichgewichtszustand voraussetzungsgemäß nicht möglich, es tritt Bruch ein. Selbstverständlich könnten unabhängig von den gewählten Bezugsspannungen beliebige Werte $\varepsilon_e = \frac{\sigma_e}{E_e}$ und $\varepsilon_b = \frac{n \cdot \sigma_b}{E_e}$ als kritische Werte bezeichnet werden; solche können insbesondere auch die „zulässigen Spannungen“ sein. Ist hier gleichgültig, ob von Spannungen oder Dehnungen gesprochen wird, weil beide in einem festen Verhältnis zueinander stehen.

2.2 Bewehrung in mehreren Lagen.

Muß aus Platzmangel die Bewehrung in mehreren Lagen übereinander angeordnet werden, so bietet die Ableitung der entsprechenden Beziehungen keinerlei grundsätzliche Schwierigkeiten; die praktische Anwendung der gewonnenen Gleichungen würde aber erheblich umständlicher werden, da das gegenseitige Verhältnis der Bewehrungsanteile der einzelnen Lagen und deren Abstände als neue Variable in die Rechnung eingehen. Es lohnt sich zu versuchen, mittels einer geeignet gewählten einheitlichen Ersatzhöhe wie für einlagige Bewehrung zu rechnen und den hierfür

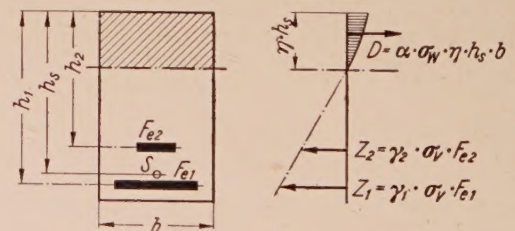


Bild 5. Bewehrung in mehreren Lagen.

ausgearbeiteten Bemessungsbehelf zu benutzen, sofern der dadurch begangene Fehler vernachlässigbar klein bleibt. Es liegt nahe, den Abstand des Schwerpunktes aller Stahleinlagen vom Druckrand h_g (Bild 5) als statisch wirksame Höhe h einzuführen. Wenn η auf h_g

bezogen und $\gamma_m = \frac{\mu_1 \gamma_1 + \mu_2 \gamma_2 + \dots}{\sum \mu_i}$ gesetzt wird, so lautet die durch Gl. (2) entsprechende exakte Beziehung

$$\mu\beta = \frac{\alpha}{\gamma_m} \eta \quad \dots \quad (5)$$

Verlaufen die Stahlarbeitslinie und damit auch die γ_i -Werte zwischen den einzelnen Bewehrungslagen linear, so entspricht γ_m mathematisch genau dem Zahlenwert γ_s für den Bewehrungs-

⁶⁾ Diesen Dehnungen entspricht beim Stahl die Bezugsspannung $\sigma_v = E_e \varepsilon_v = 4200$; beim Beton ist entweder die Bezugsspannung σ_w oder der Wert n frei wählbar, welche beiden aber durch die Beziehung $n = E_e \frac{\sigma_w}{\sigma_v} = \frac{4200}{\sigma_w}$ verknüpft sind. In Bild 3 gilt dagegen für sehr kleine Belastungen, wobei die Spannungsverteilung noch annähernd dem Hookeschen Gesetz folgt, die Beziehung $n = \frac{2800}{\sigma_w}$.

verpunkt. Für den gekrümmten Bereich der Arbeitslinie wird ein unwesentlicher Fehler entstehen. Die der Gl. (3) entsprechende exakte Beziehung lautet

$$m = \frac{M_T}{b h^2 \sigma_w} = a \eta (1 - \chi \eta) + \frac{1}{h_s} \sum \mu_i \gamma_i (h_i - h_s) \quad (6)$$

unterscheidet sich von Gl. (3) durch ein Zusatzglied in Summenform auf der rechten Seite. Für konstante γ_i , d. i. also im Streckbereich, wird der Summenausdruck des Zusatzgliedes zu Null. Bei nicht konstante γ_i -Werte wird die Summe jedenfalls sehr klein sein, da sich positive und negative Glieder größtenteils aufheben. Wird das Summenglied unterdrückt, so ist der entstehende Fehler auch hier unerheblich. Die Verwendung von h_s hat allerdings zur Folge, daß die kritische Dehnung auf den Schwerpunkt der Bewehrung bezogen wird und daher die äußerste Bewehrung im kritischen Zustand eine größere als die vorgegebene Dehnung erleidet. Aus Bild 3 ist aber zu ersehen, daß gerade im Bereich großer Bauhöhe⁷⁾ die m -Werte für Bruch von der Größe der kritischen Dehnung praktisch unabhängig sind, weil sie bereits der Hüllkurve zusammenfallen. Die Verwendung des Schwerpunktabstandes h_s als statisch wirksame Höhe h ist somit in der Tat ein geeignetes Mittel, Querschnitte mit mehrlagiger Bewehrung solche mit einlagiger Bewehrung ohne merklichen Fehler benutzen zu können.

Doppelte Bewehrung (Druckbewehrung).

Wiewohl zur Genüge bekannt ist, daß Druckbewehrung unschäftlich ist und daher möglichst vermieden werden sollte, ist gelegentlich doch die Notwendigkeit zur Untersuchung solcher Querschnitte entstehen, z. B. bei der Nachrechnung gegebener Querschnitte oder insbesondere, wenn Momente wechselndem Vorzeichen aufzunehmen sind. Dann muß auf beiden Seiten eine Zugbewehrung angeordnet werden und es ergeben sich so zwangsläufig druckbewehrte Querschnitte. Die Berücksichtigung dieser Druckbewehrung⁸⁾ kann u. U. zu einer merklichen Einsparung an Zugbewehrung führen. Dieser Fall lag bei der Bemessung der eingangs erwähnten Fahrleitungsmaste vor.

Durch einen vom n -Verfahren her bekannten Kunstgriff ist es möglich, die bereits erarbeiteten Formeln und zahlenmäßigen Ergebnisse für einseitig bewehrte Balken zu verwerten. Man denke sich einen druckbewehrten Querschnitt die Zugbewehrung F_e in zwei Teile $F_{e1} + F_{e2} = F_e$ aufgespalten. Der Anteil F_{e1} soll die Betondruckzone das Gleichgewicht halten, und hierfür gelten die Beziehungen (1) bis (4) unverändert, wobei jetzt nur der Zeiger 1 verwendet wird. Der Anteil F_{e2} soll zusammen mit der Druckbewehrung $F'_e = \psi F_e$ ebenfalls ein Gleichgewichtssystem bilden, für das aber der gleiche Verformungszustand wie für einseitig bewehrten Querschnitt gelten muß. Dann lassen sich die beiden Systeme widerspruchlos zusammenlegen und die

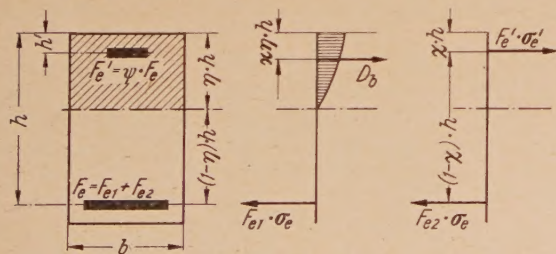


Bild 6. Doppelte Bewehrung.

Die Momentenaufnahmefähigkeit des Gesamtquerschnittes ergibt sich als Summe der beiden Einzelteile. Mit den Bezeichnungen von Bild 6 und den Abkürzungen $\frac{h'}{h} = \chi$ und $\sigma'_e = \gamma' \sigma_v$ ergeben sich gemäß wie unter 2.11 die Gleichungen

$$\varepsilon_e = \varepsilon_b \frac{\eta - \chi}{\eta} \quad (7)$$

Im Bereich gedrückter Bauhöhe wird die kritische Dehnung des Stahls nicht erreicht, der erwähnte Unterschied macht sich also überhaupt nicht bemerkbar. Die Bemessung druckbewehrter Querschnitte nach dem Traglastverfahren ist mit verschiedenen Rechenmethoden wiederholt im Schrifttum angegeben worden, siehe z. B. „Festigkeitsnachweis im Stahlbetonbau“, Wien 1948, Manz'sche Verlagsbuchhandlung; „Neuere Versuche an Stahlbeton-Leitungsmasten und deren Bemessung nach dem Traglastverfahren“, Allgemeine Bauzeitung Nr. 146 vom 1. Juni 1949, Wien; „Habel, Tragprobleme des Stahlbetonbaues“, B. u. St. 46 (1951), Heft 1, S. 6 ff.

$$D_e = Z_2 \cdot F'_e \sigma'_e = F_{e2} \sigma_e \cdot \mu' \beta = \frac{\gamma'}{\gamma} \mu_2 \beta \quad (8)$$

und mit der voraussetzungsgemäßen Bedingung

$$\mu' \beta = \psi (\mu_1 + \mu_2) \beta \quad (9)$$

wird daraus

$$\mu_2 \beta = \frac{\psi \gamma'}{\gamma - \psi \gamma'} \cdot \mu_1 \beta \quad (10)$$

Das der Druckbewehrung zugeordnete Tragsmoment ist

$$M_{T2} = Z_2 (1 - \chi) h \cdot m_2 = \gamma \cdot \mu_2 \beta (1 - \chi) \quad (11)$$

Für den Gesamtquerschnitt gilt sodann

$$\left. \begin{aligned} \mu \beta &= \mu_1 \beta + \mu_2 \beta \\ \mu' &= \psi (\mu_1 + \mu_2) \\ m &= m_1 + m_2 \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Für gleich große positive und negative Momente muß $\psi = 1$

gelten; trifft dies nicht zu, so gilt wenigstens angenähert $\psi = \frac{-M}{|+M|}$.

Bei vorgegebenen Werten χ und ψ lassen sich somit unter Benützung der Stahl-Arbeitslinie (γ, γ') und der vorhandenen Werte für den einseitig bewehrten Querschnitt ($\mu_1 \beta, m_1$) verhältnismäßig einfach wieder die zusammengehörigen Werte $\mu_2 \beta$ und m_2 ermitteln und für bestimmte kritische Zustände in Diagrammform auftragen (Bild 13). Zweckmäßig werden diese Kurven (entweder mit gestuftem χ oder ψ) mit jener für den einfach bewehrten Querschnitt vereinigt und das Diagramm kann so als Bemessungsbefehl dienen; es zeigt anschaulich die Steigerung des Momentenaufnahmevermögens für doppelte gegenüber einseitiger Bewehrung⁹⁾. Die Grenzbewehrung¹⁰⁾ ist wieder in der gleichen Bedeutung wie früher vorhanden und im Diagramm durch Punkte besonders gekennzeichnet. Es sei noch bemerkt, daß die Einzeichnung der η - und ζ -Linien als Funktion von $\mu \beta$ in diesem Diagramm nicht mehr allgemein möglich ist, da für jeden Wert χ und ψ andere Werte η und ζ gelten.

3. Wahl und Kritik der grundlegenden Annahmen.

3.1 Obwohl die Gleichungen (1) bis (4) mathematisch und physikalisch völlig exakt aus den Arbeitslinien für Stahl und Beton abgeleitet sind, hängt doch die Übereinstimmung der Rechnungsergebnisse mit dem tatsächlichen Tragverhalten weitgehend davon ab, mit welcher Genauigkeit die der Rechnung zugrunde liegenden Arbeitslinien der Wirklichkeit entsprechen. Wie einleitend erwähnt, besteht über eine Reihe kennzeichnender Eigenschaften der Arbeitslinien noch keine einheitliche Auffassung. Nachstehend soll untersucht werden, wie weit solche Unklarheiten der grundlegenden Annahme das Ergebnis beeinflussen, wobei zweckmäßig jeder einzelne Faktor für sich behandelt wird, um die Auswirkung der verschiedenen Einflüsse getrennt beurteilen zu können. Einen Vergleich auf einheitlicher Basis ermöglicht folgender Vorgang: Es werden die den Bruchzuständen — d. h. der größtmöglichen Tragfähigkeit — entsprechenden kritischen Zustände ermittelt, wobei das jeweils betrachtete Bestimmungselement der Arbeitslinien innerhalb gewisser Grenzen variiert wird, während alle anderen Faktoren konstant gehalten sind. Da es nur auf Relativwerte ankommt, ist Art und Größe der unverändert gehaltenen Faktoren belanglos. Der Unterschied zwischen einer als wahrscheinlich anzusehenden Annahme des betreffenden Elementes und den immerhin noch möglichen, davon abweichenden Annahmen gibt in seiner Auswirkung auf das Tragsmoment einen Anhalt, wie groß die Streuung der m -Werte als Folge ungenauer Annahmen sein kann. Die Übertragung der gewonnenen Einsichten auf andere kritische Zustände ist sinngemäß leicht möglich.

Als noch nicht völlig geklärte Arbeitslinien-Elemente sind anzusehen: Die Form der Arbeitslinie und damit zusammenhängend die Länge des Stauch- oder Streckbereiches, die Höchstspannung (bei Beton im Vergleich zur Würfel- oder Prismenfestigkeit, bei Stahl im Vergleich zur Streckgrenze oder Zerreißfestigkeit bzw. Nennspannung), die maximale Randdehnung; schließlich ist die Bedeutung der sogenannten „Grenzbewehrung“ zu beleuchten. Die Diagramme der Bilder 7 bis 11 zeigen das Ergebnis, wobei die jeweils zugrunde liegenden Arbeitslinien und der variierte Faktor

⁹⁾ Habel⁸⁾ konnte zeigen, daß der Zuwachs an Momentenaufnahmefähigkeit begrenzt ist. Für $\psi > 0,6$ ist praktisch keine Steigerung mehr möglich.

¹⁰⁾ Bezogen auf die Zugbewehrung. Die Druckbewehrung kann niemals voll ausgenützt sein, da die Stauchung der Druckeinlagen immer kleiner als die Stauchung der Betonrandfaser sein muß, die kritische Stahlstauchung aber wohl immer größer als jene des Betons ist.

im Diagramm eingezeichnet sind. Die wahrscheinlichste Annahme ist durch stark ausgezogene Kurven hervorgehoben, der Bereich noch möglicher Annahmen durch Schraffierung gekennzeichnet. Außerdem sind fallweise gewisse extreme Annahmen — die gelegentlich im Schrifttum zu finden sind und als Grenzwerte Bedeutung haben — vergleichsweise berücksichtigt. Die Grenzbewehrung ist auf jeder Kurve durch einen Punkt besonders gekennzeichnet.

3.2 Beim Beton stößt schon die versuchsmäßige Bestimmung der Arbeitslinie für reinen einachsigen Druck auf Schwierigkeiten, weil bei gedrunenen Prüfkörpern (Würfeln) die Reibung zwischen Endflächen und Druckplatten, bei schlanken Prüflingen (Prismen und Säulen) aber Stabilitäts- und Exzentrizitätserscheinungen das Ergebnis beeinflussen¹¹⁾. Dazu kommt die Unsicherheit einer Übertragung der einachsigen (angenähert) gewonnenen Arbeitslinie auf die Druckzone von Biegeträgern. Ferner ist zu bedenken, daß sich die einzelnen Bestimmungselemente der Arbeitslinien wahrscheinlich mit der Betongüte ändern und zudem diese selbst im Tragkörper örtlichen Schwankungen unterliegt. Schließlich kann noch eine ungenaue Voreinschätzung der erzielten Würfelfestigkeit vorliegen, was aber die gleiche Auswirkung hat wie eine ungenaue Annahme der Höchstspannung im Vergleich zur Würfelfestigkeit und daher mit diesem Faktor zusammen behandelt werden darf. Da es mit den üblichen Hilfsmitteln der Versuchstechnik kaum möglich ist, die hier interessierenden maßgebenden Bestimmungstücke der Arbeitslinien getrennt zu ermitteln, kommt der nachstehenden Untersuchung erhöhte Bedeutung zu, um wenigstens die Wahrscheinlichkeit der getroffenen Annahmen beurteilen zu können.

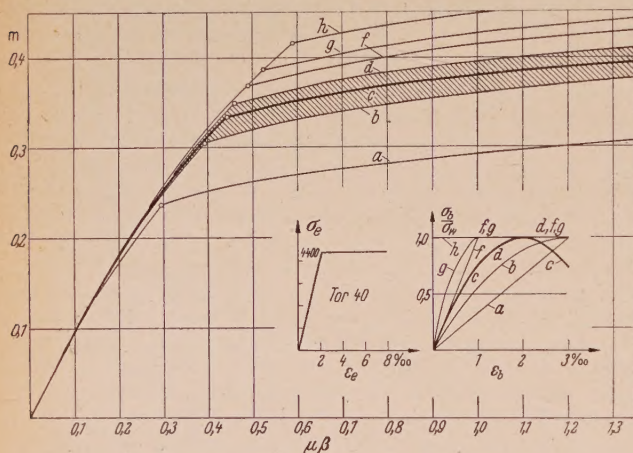


Bild 7. Veränderliche Form der Betonarbeitslinie.

3.21 Die Mehrzahl der Forscher hält eine Arbeitslinien-Form mit parabelförmigem Anstieg bis zur Höchstspannung mit darauffolgendem, mehr oder weniger steilem und ebenfalls parabelförmigem Abstieg bis etwa 75% der erreichten Höchstspannung für zutreffend, und zwar mit geringen Abweichungen für alle Betongüten (Bild 7, Form c). Daneben wird vielfach auch ein idealplastisches Verhalten nach Erreichen der Höchstspannung (Bild 7, Form d) oder ein stetiger Anstieg bis zur Höchstspannung (Bild 7, Form b) angenommen. Diese drei Formen sind als möglich anzusehen. Die Formen a, f, g, h in Bild 7 entsprechen extremen Annahmen, die an sich nicht sehr wahrscheinlich sind, aber zur Vereinfachung des Rechnungsganges gelegentlich angewendet werden.

3.22 Die maximale Bruchstauchung bei Biegeträgern ist vermutlich von der Betongüte, aber auch von der Form der Stahl-Arbeitslinie und dem Bewehrungsgehalt abhängig. Haberstock¹⁾ hat hierüber eine theoretische Extremwert-Untersuchung durchgeführt und die „optimale Randdehnung“ zwischen 2,6 und etwa 5,0‰ gefunden. In Übereinstimmung mit der Mehrzahl maßgebender Ansichten wird meist $\max \varepsilon_b = 3\text{‰}$ als wahrscheinlich angenommen, somit etwas höher als die bei reinen Druckversuchen gewonnenen Werte. Im Zusammenhang mit dem absteigenden Ast der Arbeits-

linie entspricht dies der plausiblen Annahme, daß bei Biegung im Gegensatz zum reinen Druck eine Stützung der höchstbeanspruchten äußersten Fasern durch die minderbeanspruchten inneren Faser stattfindet und daher trotz bereits beginnender Gefügestörung eine gewisse weitere Stauchung möglich ist, allerdings unter Absinken der zugehörigen Spannung. Die von Altmeister Prof. Salige angegebenen Werte bis zu 10‰ werden von anderen Forschern als viel zu hoch empfunden. Als wahrscheinlichster Wert ist demnach eine maximale Bruchstauchung am Biegedruckrand von rd. 3‰ anzusehen, während 2,5‰ und 4‰ immerhin noch möglich sind. Kleinere (1,5‰) und größere (5‰) Werte müssen schon als Extrem angesehen werden (Abb. 8).

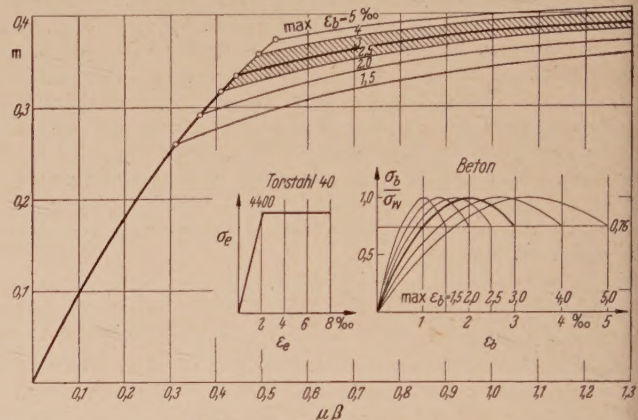


Bild 8. Veränderliche Beton-Bruchstauchung.

3.23 Die vielfach durch Versuchsergebnisse anscheinend erhärteten Angaben verschiedener Autoren über die bei Biegung erreichbare Höchstspannung im Verhältnis zur Würfelfestigkeit schwanken erheblich. Sie dürfte vermutlich zwischen Würfelfestigkeit und Prismenfestigkeit liegen. Diese Grenzen selbst sind aber nicht feststehend, denn das Verhältnis $\frac{\sigma_p}{\sigma_w}$ ergibt sich verschieden und es scheint dabei eine Abhängigkeit von der Betongüte zu bestehen. Für guten Beton haben vom Verfasser veranlaßte Versuche etwa $\sigma_p = 0,8\text{--}0,9 \sigma_w$ ergeben, während man sehr häufig $\sigma_p = 0,75 \sigma_w$ als Mittelwert angegeben findet. Die Annahme $\max \sigma_b = \frac{7}{8} \sigma_w$ entspricht ungefähr diesen Angaben und kann als wahrscheinlicher Wert angesehen werden, während 0,75 σ_w und 1,0 σ_w noch möglich sind. Annahmen wie 0,6 σ_w oder 1,1 σ_w fallen als Extremwerte aus dem Rahmen¹²⁾ (Bild 9).

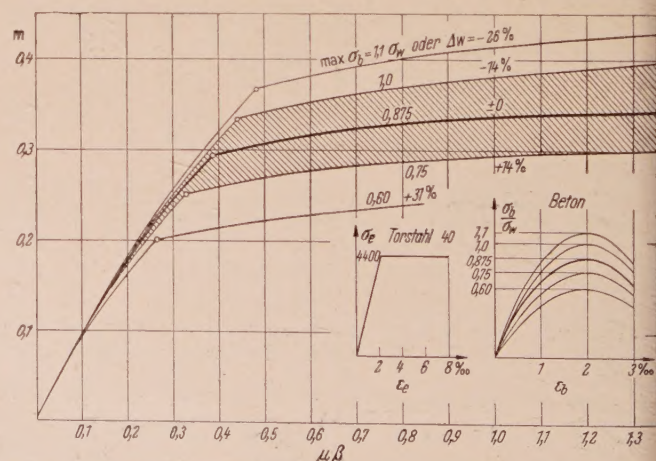


Bild 9. Veränderliche Beton-Höchstspannung oder fehlerhaft angenommene Würfelfestigkeit.

3.24 Eine Abweichung der wirklichen Würfelfestigkeit von dem in die Rechnung eingeführten Wert wirkt sich in gena-

¹¹⁾ Eine ähnlich wie die Zugfestigkeit eindeutig definierte Druckfestigkeit gibt es überhaupt nicht, denn durch noch so großen allseitigen Druck kann kein Körper zerstört werden.

¹²⁾ Tatsächlich sind bei Versuchen Biegezugversuchen beobachtet worden, die noch über σ_w liegen, was sogar durch theoretische Überlegungen begründet werden kann. Siehe z. B. Gebauer, Betrachtungen über einseitig bewehrte und axial gedrückte Stahlbeton-Versuchsprismen. B. u. St. 47 (1952), Heft 4, S. 79 ff.

15) Das Fehlervorzeichen wird durch die Beziehung $d = \frac{\text{Rechnungswert} - \text{wahrer Wert}}{\text{wahrer Wert}}$ bestimmt. Ist der wahre Wert größer als der Rechnungswert, ergibt sich also ein negativer Fehler.

Zugversuchen einzelner Stäbe ermittelt wurde, der Durchschnitt sämtlicher eingebauter Stahleinlagen ebensogut höher als auch tiefer liegen. Die Fehlergrenze ist dann mit etwa $\pm 10\%$ einzuschätzen. Bild 11 zeigt solche Festigkeitsschwankungen; die ideal-elastoplastische Arbeitslinie ist vergleichsweise mit dargestellt.

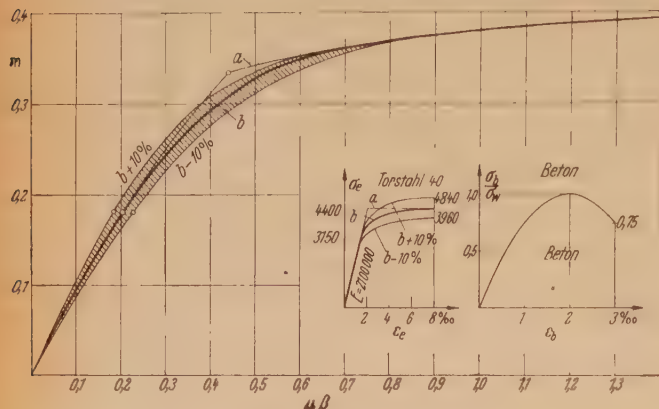


Bild 11. Veränderliche Stahl-Höchstspannung.

3.34 Variable Annahmen für die Stahlarbeitslinie wirken sich im gesamten Bereich der m -Kurven aus und sind nicht etwa — sinngemäß wie beim Beton — auf den Bereich voller Stahlausnutzung beschränkt. Auch beim Stahl ist die Fehlerempfindlichkeit verhältnismäßig am größten im Bereich der Grenzbewehrung. Verschiedene Abrundung der Arbeitslinie (Bild 10) ergibt Streuung

von etwa $\pm 8\%$, und unrichtiger E -Modul etwa $\pm 5\%$. Für die Festigkeitsschwankungen (Bild 11) beträgt die Streuung etwa $\pm 8\%$ bei Nachrechnungen bzw. -16% bei Bemessungsaufgaben. Es zeigt sich die bemerkenswerte Tatsache, daß unrichtige E -Moduln geringere Fehler zur Folge haben als die Annahme einer ideal-elastoplastischen Arbeitslinie¹⁴⁾. Dieser Umstand gewinnt im Zusammenhang mit der Aufstellung einfacher Bemessungsbehelfe besondere Bedeutung. Die vom Stahl allein bedingte wahrscheinliche Streuung (einschl. Fehler beim E -Modul) beträgt insgesamt rd. $\pm 12\%$.

3.4 Wird die Streuung der m -Werte für Beton und Stahl zusammengefaßt, so ergibt sich eine wahrscheinliche Gesamtstreuung von etwa ± 15 bis 20% , wobei für Bemessungsaufgaben aus den beim Stahl erwähnten Gründen der negative Wert etwas vergrößert und der positive entsprechend verkleinert sein wird. Wegen der unvermeidlichen Streuung der Materialeigenschaften und unserer z. T. noch mangelhaften Kenntnis des Verhaltens der Baustoffe kann somit auch beim Traglastverfahren eine größere Genauigkeit bei Vorausberechnung der Tragmomente als etwa $\pm 15\%$ vernünftigerweise nicht erwartet werden.

3.5 Es ist festzustellen, daß die Lage der Grenzbewehrung und damit deren zahlenmäßige Größe sehr stark durch Änderungen der grundlegenden Arbeitslinien-Annahmen beeinflusst wird und in sehr weiten Grenzen schwanken kann. Die m -Kurven sind ersichtlich gerade in diesem Bereich am fehlerempfindlichsten. Die Grenzbewehrung kann daher keineswegs scharf erfaßt werden, es kommt ihr vielmehr nur die Bedeutung der ungefähren Kennzeichnung eines größeren Bewehrungsbereiches zu. (Fortsetzung folgt.)

¹⁴⁾ Zumindest gilt dies für den praktisch wichtigen Bereich von $u\beta$. Bei größeren $u\beta$ Werten wirkt sich der E -Modul zwar stärker aus, doch kommen solche Bewehrungsstärken für praktische Aufgaben kaum in Frage.

Betonprüfung mit Hilfe von Ultraschall.

Von Dipl.-Ing. Karlhans Wesche, Institut für Bauforschung, Aachen.

1. Vorbemerkung.

Bekanntlich ist die Bestimmung der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons durch Herstellung und Prüfung von Probewürfeln gemäß DIN 1045 und 1048 nicht immer zuverlässig aus folgenden Gründen:

- 3 Betonwürfel können für Betonmengen von 200 bis 500 m³ nicht die stets auftretenden Schwankungen zwischen den einzelnen Mischungen erfassen.
- Würfel- und Bauwerksbeton werden oft anders verdichtet und erhärten unter anderen Bedingungen. L'Hermite¹⁾ stellte auf Grund vieler Versuche fest, daß Bauwerksbeton meistens 10 bis 15% höhere Festigkeiten hatte als der Beton der Probewürfel.
- Die gleiche Beschaffenheit des Betons im Bauwerk und in den Probewürfeln ist nicht ausreichend gesichert.
- Die Prüfung ist mit dem gleichen Prüfkörper nicht wiederholungsfähig.

Bei Stahl z. B. kann man mit Ergebnissen aus Zugfestigkeitsprüfungen ausreichend genaue Festigkeitsberechnungen durchführen, während dies bei Beton aus den angeführten Gründen nicht möglich ist. Außerdem gibt es Fälle, wo die laufende Untersuchung der Festigkeitszunahme mit zunehmendem Alter notwendig ist, so z. B. die Ermittlung des frühesten Zeitpunktes für das Ausschalen von Bauteilen oder für das Aufbringen der Vorspannung beim Spannbeton.

Die Entnahme von Betonproben aus dem Bauwerk ist bei Druckgliedern selten möglich, bei anderen Bauteilen langwierig, kostspielig und wegen der teilweisen Zerstörung des Bauteiles unerwünscht. Die zerstörungsfreie Prüfung mit dem Kugelschlagverfahren²⁾ ist noch verhältnismäßig ungenau und hat außerdem den Nachteil, daß nur die Oberfläche des Betons erfaßt wird und über die Festigkeit im Innern des Bauwerks, vor allem für Bauwerke mit größeren Querschnittsabmessungen, nichts ausgesagt werden kann.

Deshalb hat man sich in vielen Ländern [USA³⁾, England⁴⁾, Frankreich⁵⁾, Dänemark⁶⁾, Schweden, Holland⁶⁾ und Deutschland⁷⁾⁸⁾] im letzten Jahrzehnt um die Entwicklung eines Prüfverfahrens bemüht, das auf der Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls E_d durch Messung von Ultraschallwellen im Beton beruht. Da zwischen

E_d und der Betonfestigkeit eine Beziehung besteht, kann man auf diese Art und Weise die Betonfestigkeit im Bauwerk verhältnismäßig schnell und ohne jegliche Zerstörung ermitteln. Die Aufgabe der Bestimmung des dynamischen E -Moduls ist praktisch gelöst, während die Ermittlung der Betonfestigkeit aus dem E -Modul allerdings noch eingehender und ausgedehnter Versuche bedarf.

Mit diesem Verfahren kann man weiterhin bei Biege- und Bruchversuchen die ersten Risse und Gefügeänderungen erkennen, an Fahrbahndecken die Dicke feststellen und den Abbindevorgang von Zement untersuchen.

2. Elastizitätsmodul.

2.1 Grundlagen.

Die Spannungsdehnungslinie des Betons ist gekrümmt, so daß der statische E -Modul $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ mit zunehmender Spannung abnimmt. Yo-

shida, Glanville, Jones und Richards haben durch ausgedehnte Untersuchungen festgestellt, daß bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten die Spannungsdehnungslinie weniger gekrümmt ist; dadurch wird bei schnellerer Belastung der Unterschied zwischen E im unbelasteten und E im belasteten Zustand immer kleiner.

Besteht die Belastung darin, daß der Probekörper in Schwingungen versetzt wird, so nimmt die Belastungsgeschwindigkeit mit der

¹⁾ L'Hermite, Chefdéville und Dawance, L'auscultation dynamique du beton, Annale de l'Institut Techn. du Bat. et des Trav. Publ., Paris Juli/August 1950.

²⁾ Gaede, Die Kugelschlagprüfung von Beton, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 107, Berlin 1952, Wilh. Ernst & Sohn.

³⁾ Long, Kurtz und Sandenau, An instrument and a technique for field determination of the modulus of elasticity, and flexural strength, of concrete (pavements), Journal of the ACI, Detroit Januar 1945, Bd. 16, Nr. 3, S. 217 bis 231.

⁴⁾ Jones, The non-destructive testing of concrete, Magazine of Concrete Research Heft 2, Juni 1949.

⁵⁾ Andersen, Nerenst und Plum, The non destructive testing of concrete with special reference to the wave-velocity method, Building Research Report Nr. 3, The Danish Nat. Inst. of Building Research, Kopenhagen 1950.

⁶⁾ Kreijger, Het beoordelen van cement en beton door acoustisch onderzoek, Cement Amsterdam 1951, S. 202—207.

⁷⁾ Wenzel, Über die Möglichkeiten einer Betonuntersuchung mittels Ultraschall, Dissertation, Braunschweig 1950.

⁸⁾ Meyer und Buchmann, Über einfache Werkstoffprüfungen mit magnetostriktiven Ultraschallgeräten, Akust. Z. Bd. 3 (1938), S. 132.

⁹⁾ Meyer und Bock, Hörschall- und Ultraschalluntersuchungen von Betonbalken mit Rissen, Akust. Z. Bd. 4 (1939), S. 231.

quenz zu; die Belastungsgröße ist die Amplitude der Schwingungen.

Die durch Ultraschallwellen hervorgerufenen Spannungsunterschiede sind sehr klein, dadurch sind die elastischen Verformungen gering und plastische Verformungen treten nicht auf.

Der dynamische E -Modul (E_d) ist deshalb, ganz gleich bei welcher statischen Belastung er gemessen wird, praktisch gleich dem statischen E -Modul (E_{st}) im unbelasteten Zustand (E_0). Bis zu einer Spannung von etwa 40 kg/cm² ist die Differenz zwischen E_{st} und E_d geringer als 5%, während für Spannungen über 40 kg/cm² nach Leuschke folgende Beziehung gilt:

$$E_{st} = E_d \left(1 - 0,15 \frac{\sigma - 40}{100} \right) \quad (1)$$

Beziehungen zwischen dem dynamischen E -Modul und den Meßergebnissen¹⁰⁾.

Für einen unendlich großen Körper, der homogen und isotrop sein kann bei Erregung durch Schwingungen theoretisch 2 Wellenarten unterschieden werden:

Longitudinalwellen, bei denen Schwingungsrichtung und Ausbreitungsrichtung zusammenfallen und
Transversalwellen, bei denen Schwingungs- und Ausbreitungsrichtung rechtwinklig aufeinanderstehen.

Ge- und Oberflächenwellen können hier außer Betracht gelassen werden.

1. Longitudinalwellen.

Für den unendlich großen Körper gilt zwischen E_d und v_l (Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Longitudinalwellen) die Beziehung:

$$E_d = \frac{v_l^2 \cdot \rho (1 + \mu) (1 - 2\mu)}{g (1 - \mu)} \quad (2)$$

wo ρ die Reinwichte (spezifisches Gewicht) des Betons, die Kiessandbeton in verhältnismäßig geringen Grenzen schwankt

von 2,50 bis 2,55 kg/dm³, $\mu = \frac{1}{m}$, wobei m die Poissonsche Zahl

(vgl. später Abschn. 6) und g die Erdbeschleunigung.

Dimensionen: kg, cm, sec.

Für Platten lautet die Gleichung:

$$E_d = \frac{v_l^2 \cdot \rho (1 - \mu^2)}{g} \quad (3)$$

1 für Stäbe und Prismen:

$$E_d = \frac{v_l^2 \cdot \rho}{g} \quad (4)$$

2. Transversalwellen.

Für E_d und v_t (Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Transversalwellen) gilt:

$$E_d = \frac{2 v_t^2 \cdot \rho (1 + \mu)}{g} \quad (5)$$

Nach den bisherigen Untersuchungen sind diese Formeln auch für die Berechnung des dynamischen E -Moduls von Beton gültig.

3. Resonanzfrequenz.

Das einfachste Verfahren der Bestimmung des E -Moduls mit Hilfe des Ultraschall ist das Resonanzverfahren. Bringt man einen Körper einer bestimmter Größe in Schwingung, dann entstehen bei der Resonanzfrequenz stehende Wellen. Diese Frequenz kann durch Veränderung der Frequenz der aufgetragenen Schwingung ermittelt werden. Die besten Werte erhält man mit Longitudinalwellen. Zwischen Frequenz f , Schallgeschwindigkeit v und Körperlänge l besteht die Beziehung:

$$f = \frac{v}{2nl} \quad (6)$$

n = ganze Zahl.

Somit ergibt sich mit $n = 1$ für einen Prüfkörper, dessen Länge größer ist als seine Breite und Höhe:

$$E_d = \frac{4 f^2 \cdot l^2 \cdot \rho}{g} \quad (7)$$

Meßverfahren.

Messung der Eigenfrequenz des Probekörpers (Resonanzverfahren). Man sendet entweder dauernden Ultraschall mit einer Lautsprechermembran und nimmt die Eigenfrequenz des Probekörpers am anderen Ende durch eine Nadel ab oder man verwendet Ultraschallimpulse einer elektrischen Klingel und empfängt sie durch

einen piezoelektrischen Quarz. Die Messung wird mit einem Oszillographen durchgeführt. Bei verschiedener Frequenz des Probekörpers und des Schallerzeugers entsteht auf dem Leuchtschirm des Oszillographen eine Schwebung. Man verändert die Frequenz solange, bis die Schwebung verschwindet und erhält so die Resonanzfrequenz.

3.2 Messung der Schallgeschwindigkeit im Beton.

Man ermittelt die Durchlaufzeit eines Ultraschallimpulses zwischen zwei Punkten. Die Zeiten (einige Hundertstel Sekunden) werden elektrisch mit einem Oszillographen gemessen. Durch einen Zeitgeber wird der waagerechte Strich auf dem Leuchtschirm in regelmäßigen Intervallen unterbrochen und in eine Strichskala verwandelt, deren Striche einen Abstand von 5 Mikrosekunden haben und mit deren Hilfe die Laufzeit abgelesen werden kann. Das Verfahren ist sehr einfach; Schwierigkeiten entstehen nur, wenn die Laufzeit kleiner als 14 Mikrosekunden, d. h. der Abstand der Meßpunkte kleiner als 5 cm ist. Für Messungen am Bauwerk wird der Impuls zweckmäßig durch einen mechanischen Hammer ausgelöst; mit dieser Anordnung sind Meßlängen über 2 m möglich. Die Schallgeschwindigkeit wird hier wie beim Funkmeßgerät (Radargerät) bestimmt: Durch Drehen am Potentiometer deckt man die Zacken aus Sendee- und Empfangsimpuls ab und kann dann auf einer Skala die Laufzeit ablesen.

Die Wiederholbarkeit dieses Verfahrens ist sehr gut; viele Einzelmessungen ergaben Differenzen, die kleiner als $\pm 1\%$ waren. Die zweckmäßigsten Sendefrequenzen liegen nach ausländischen Angaben zwischen 100 und 250 kHz, über 250 kHz wird die Dämpfung durch den Beton zu groß. Wenzel⁷⁾ gibt dagegen günstigste Frequenzen von 20 bis 70 kHz an, um in allen Stellungen von Sender zu Empfänger arbeiten zu können und um Richtwirkungen, die bei über 100 kHz entstehen, auszuschalten.

Für Laborprüfungen ist das Resonanzverfahren am einfachsten und billigsten. Es kann jedoch für Probekörper von mehr als etwa 60 cm Länge und für Messungen an Bauteilen nicht benutzt werden; hier benötigt man das Verfahren der Geschwindigkeitsmessung.

4. Einflüsse aus Ultraschallgeschwindigkeit bzw. Resonanzfrequenz und E -Modul.

In mehreren Veröffentlichungen [¹⁾³⁾⁴⁾⁵⁾¹¹⁾¹²⁾] werden die Ergebnisse ausgedehnter Versuche mitgeteilt, die die Wirkung verschiedener Einflüsse wie Mischungsverhältnis, Wasser-Zement-Wert, Verdichtung, Porengehalt, Lagerungsbedingungen und Erhärtungsalter auf die Schallgeschwindigkeit und damit auf den dynamischen E -Modul verfolgten. Die Wirkung der meisten Einflüsse war ähnlich, wie sie für die Druckfestigkeit bereits bekannt ist. Nur bei der Veränderung des Mischungsverhältnisses trat das Gegenteil auf: ein fetter Beton hatte einen niedrigeren E -Modul als ein magerer Beton. Dies ist darauf zurückzuführen, daß der E -Modul der Zuschlagstoffe größer ist als der des umgebenden Mörtels, so daß bei Erhöhung des Zuschlagstoffgehaltes auch E_d größer werden muß.

4.1 Einfluß der Bewehrung.

Ein bisher nicht erwähnter Einfluß auf die Ultraschallgeschwindigkeit ist das Vorhandensein einer Stahlbewehrung. Im Stahlbeton wird in der Nähe der Bewehrung die Schallgeschwindigkeit größer, so daß der gemessene Wert berichtigt werden muß. Jedoch ist der Einfluß der Bewehrung nicht sehr groß und verursacht nur Fehler von wenigen Prozenten, da der Unterschied der Geschwindigkeiten in Stahl (5060 m/sec) und in Beton (um 4000 m/sec) nicht erheblich ist.

Davance¹⁾ untersuchte ein Prisma von 20 × 20 × 80 cm Kantenlänge mit 2 ϕ 20 mm als Bewehrung. In Bild 1 sind die gemessenen Geschwindigkeiten in den einzelnen Querschnittspunkten angegeben. Die Erhöhung der Geschwindigkeit durch die Bewehrung beträgt also in 4 cm Abstand vom Bewehrungsmittelpunkt 6,3%

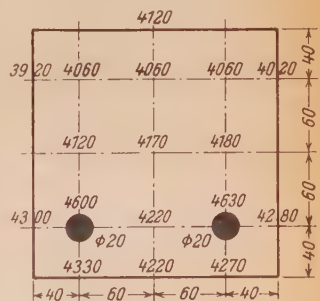


Bild 1. Gemessene Ultraschallgeschwindigkeiten v_l in m/sec in einem bewehrten Betonquerschnitt¹⁾ (Balken von 20 × 20 × 80 cm Kantenlänge).

¹⁰⁾ Obert und Duval, Discussion of dynamic methods of testing concrete with suggestions for standardization, Proc. A.S.T.M. Philadelphia 1941, Bd. 41, S. 1053.

¹²⁾ Obert, Sonic method of determining the modulus of elasticity of building materials under pressure, Proc. A.S.T.M. Philadelphia 1939, Bd. 39, S. 987.

und in 6 cm Abstand 3,2%. Aus Bild 2 kann die Korrektur für die verschiedenen Verhältnisse von Bewehrungsdurchmesser zur Entfernung der Meßstelle abgelesen werden; für $d/p < 0,15$ kann der Einfluß der Bewehrung vernachlässigt werden.

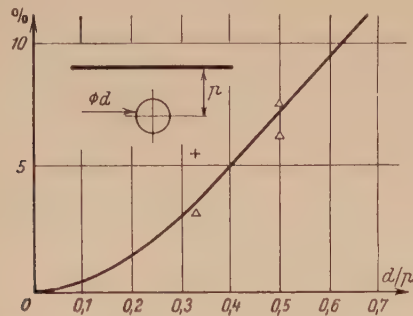


Bild 2. Erhöhung der Ultraschallgeschwindigkeit v_l durch Stahleinlagen in Abhängigkeit von deren Größe und Entfernung für $v_l \approx 4000$ m/sec¹).

5. Beziehung zwischen Ultraschallgeschwindigkeit bzw. E-Modul und Betonfestigkeit.

5.1 E-Modul und Festigkeit.

Für die Abhängigkeit des statischen E-Moduls von der Festigkeit haben verschiedene Forscher (Roß, Graf, Ritter usw.) Formeln aufgestellt. In Frankreich gilt als Vorschrift die Beziehung

$$E = c \sqrt{W_b} \quad \text{mit } c = 18000.$$

W_b = Druckfestigkeit des Betons.

Chefdeville¹) stellte fest, daß für E_d bei Betonen verschiedenster Zusammensetzung und Behandlung der Wert c zwischen 16 000 und 23 000 liegt, also beträchtliche Schwankungen aufweist. Bei der Untersuchung der Abhängigkeit des dynamischen E-Moduls von der Zugfestigkeit ergab sich dagegen ein ziemlich konstanter Wert $c = 70 000$ mit einer Streuung von etwa 7%.

Durch Long, Kurtz und Sandenaw³) wurde aus der Prüfung von etwa 1400 Proben von $10 \times 10 \times 40$ cm Kantenlänge die Beziehung zwischen E_d und der Biegezugfestigkeit ermittelt, die in Bild 3 wiedergegeben ist. Die größte Streuung beträgt hier etwa ± 5 kg/cm², das sind etwa 15 bis 20 %

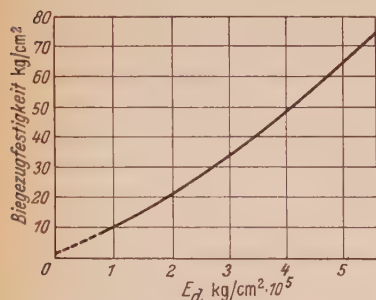


Bild 3. Beziehung zwischen dynamischem E-Modul und Biegezugfestigkeit nach Long, Kurtz und Sandenaw³).

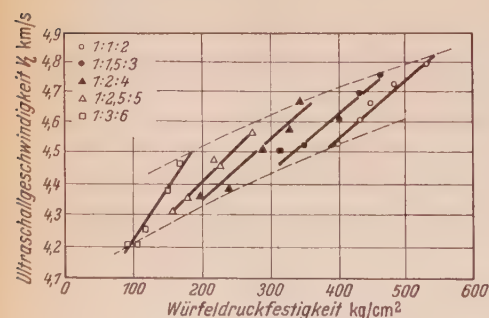


Bild 4. Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Ultraschallgeschwindigkeit v_l bei verschiedenen Mischungsverhältnissen nach Jones⁴).

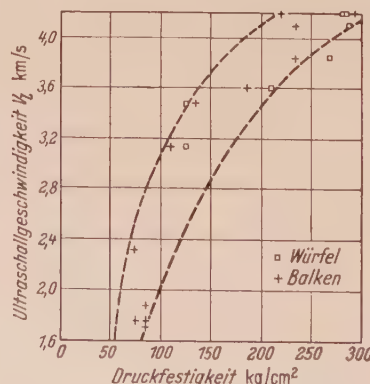


Bild 5. Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Ultraschallgeschwindigkeit v_l nach Wenzel⁷).

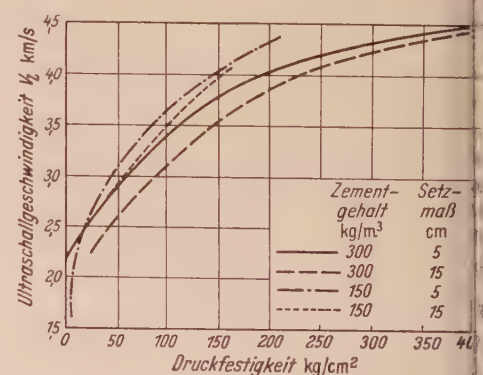


Bild 6. Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Ultraschallgeschwindigkeit v_l , ermittelt an Würfeln $10 \times 10 \times 10$ cm, nach Andersen und Nerenst⁵).

5.2 Beziehung zwischen Ultraschallgeschwindigkeit und Druckfestigkeit. Jones⁴), Andersen-Nerenst⁵) und Wenzel⁷) untersuchten die Beziehung zwischen E_d und der Betonfestigkeit. Für die Druckfestigkeit sind die einzelnen Ergebnisse in den Bildern 4 bis 6 wiedergegeben.

Dabei zeigt es sich, daß das Mischungsverhältnis bzw. der Zement-

gehalt von großem Einfluß auf die Bestimmung der Druckfestigkeit mittels Ultraschall ist. Der Grund hierfür ist bereits unter Ziff. 4 angegeben worden. Nach Andersen ist aber auch noch die Betonsteife, also der Wassergehalt des Frischbetons ein mitbestimmender Faktor.

Die Linien selbst liegen fast alle zueinander parallel, während sich insgesamt mit steigender Druckfestigkeit die Schallgeschwindigkeit erhöht. Die Streuungen sind durch den Einfluß des Mischungsverhältnisses verhältnismäßig groß: sie betragen bei Wenzel und Andersen etwa ± 15 %, sind aber bei Jones größer. Man muß allerdings bei diesen Ergebnissen berücksichtigen, daß sie aus nur verhältnismäßig wenigen Versuchen stammen.

Die Ergebnisse der verschiedenen Untersuchungen werden in Bild 7 miteinander verglichen; an Stelle der einzelnen Werte wurde

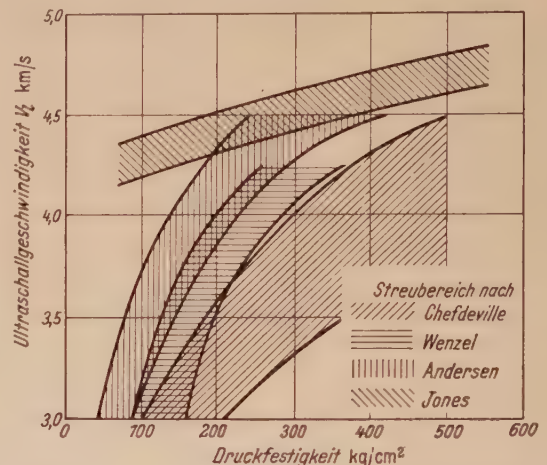


Bild 7. Vergleich der Ergebnisse aus Bild 4 bis 6 und der Werte Chefdevilles miteinander.

der Bereich gezeichnet, in dem jeweils sämtliche Ergebnisse liegen. Aus den von Chefdeville ermittelten E-Modulen wurden die zugehörigen Ultraschallgeschwindigkeiten errechnet und zum Vergleich ebenfalls in Bild 7 eingetragen.

Die Werte von Wenzel und Andersen zeigen gleiche Tendenzen und geringe Abweichung voneinander, während die Untersuchungen von Chefdeville und Jones wesentlich andere Ergebnisse brachten. Man muß allerdings hierbei beachten, daß aus den ausländischen Veröffentlichungen meist nicht hervorgeht, in welcher Art und welchen Probekörpern die Druckfestigkeit ermittelt wurde.

5.3 Beziehung zwischen Ultraschallgeschwindigkeit und Biegezugfestigkeit.

Die Ergebnisse der Untersuchungen der Abhängigkeit der Schallgeschwindigkeit von der Biegezugfestigkeit von Jones⁴) und Andersen-Nerenst⁵) sind in den Bildern 8 und 9 dargestellt. Hier nach gilt für die Biegezugfestigkeit das gleiche, was vorhin schon

die Druckfestigkeit gesagt wurde: Abhängigkeit vom Mischungsverhältnis und von der Frischbetonsteife. Die Streuungen sind allerdings größer, sie machen etwa $\pm 30\%$ aus. Aus dem Vergleich der Ergebnisse in Bild 10 ergibt sich zwar gleiche Tendenz der einzelnen Kurven, aber eine größere Abweichung der einzelnen Versuchsergebnisse voneinander.

Zusammenfassung.

Es besteht eine Beziehung zwischen dem dynamischen E-Modul — und damit auch der Ultraschallgeschwindigkeit — und der Betondruck- bzw. -biegezugfestigkeit. Die Werte schwanken um etwa $\pm 15\%$ bei der Druckfestigkeit und $\pm 30\%$ bei der Biegezugfestigkeit. Bei höherer Schallgeschwindigkeit als 4 km/sec werden die Werte ungenauer. Die Beziehung ist abhängig vom Mischungsverhältnis bzw. Zementgehalt und vom Wassergehalt des Frischbetons bzw. von der Frischbetonsteife.

Poissonsche Zahl

Um E_d aus v_l oder v_t berechnen zu können, muß man die Poissonsche Zahl $m = 1/\mu$ kennen. Diese Zahl kann auch mittels Ultraschall gemessen werden, und zwar durch die Messung der Resonanzfrequenz bei 2 Arten von Wellen, durch die Messung der Resonanzfrequenz und der Schallgeschwindigkeit und durch die Messung der Schallgeschwindigkeit bei 2 Arten von Wellen.

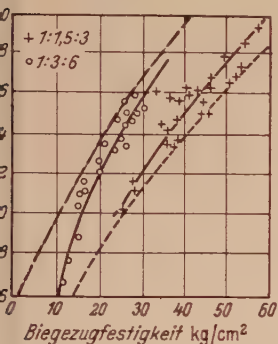


Bild 8. Beziehung zwischen Biegezugfestigkeit und Ultraschallgeschwindigkeit v_t bei zwei Mischungsverhältnissen nach Jones¹³⁾.

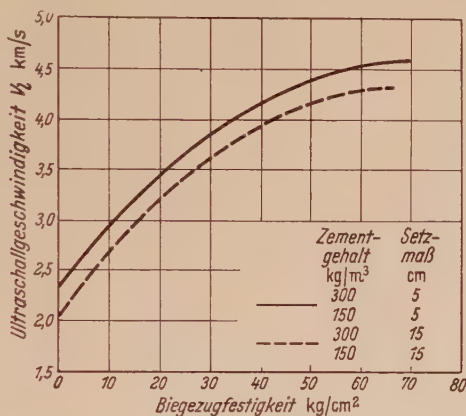


Bild 9. Beziehung zwischen Biegezugfestigkeit und Ultraschallgeschwindigkeit v_t nach Andersen und Nerenst¹⁴⁾.

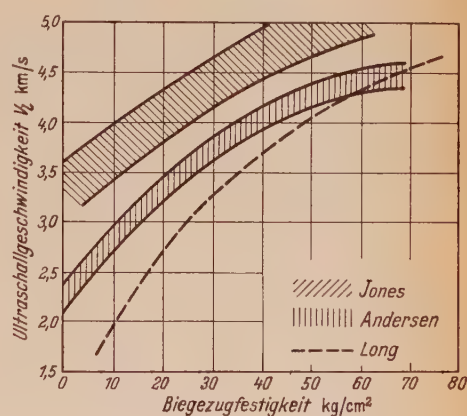


Bild 10. Vergleich der Ergebnisse der Bilder 3, 8 und 9 miteinander.

Leslie und Cheesman¹³⁾ stellten fest, daß m mit zunehmender Dichte (Raumgewicht) größer wird, und zwar ist bei 1200 kg/m³ $m \approx 3,3$ und bei 2400 kg/m³ $m \approx 4,2$. Aus den Untersuchungen von Jones geht hervor, daß m vom Alter des Betons abhängt.

Nach 10 Stunden $m \approx 2,2$ nach 20 Stunden $m \approx 3,0$
nach 40 Stunden $m \approx 3,5$ ab 60 Stunden $m \approx 4,2$ fast konstant. Außerdem ist nach Jones m von der Betonzusammensetzung abhängig; die Werte liegen zwischen 3,2 und 5,5. Dawance¹⁴⁾ gibt für den Wert 4,35 bei einer Schwankung von $\pm 4\%$ an.

Die Untersuchungen zeigen, daß der meistens für Beton angegebene Wert $m = 6$ zu hoch gegriffen sein dürfte.

Messungen auf der Baustelle

Für Prüfung von Beton auf der Baustelle mittels Ultraschall bieten sich zur Zeit folgende Möglichkeiten:

Bestimmung der Unterschiede in der Betongüte: Durch Messung der Schallgeschwindigkeit werden Güteänderungen des Betons, Risse, Fehler, schlecht ausgeführte Arbeiten usw. über den ganzen Bauteil hinweg festgestellt. Zu verschiedenen Zeiten können an derselben Meßstelle Einflüsse des Alters und der klimatischen Bedingungen gemessen werden¹⁵⁾.

Bestimmung der vorhandenen Betongüte: Die gemessenen Schallgeschwindigkeiten werden in Klassen eingeteilt und entsprechen bestimmten Betongüten. So gibt Whitehurst¹⁴⁾ für Messungen an Brücken, Schleusen, Staumauern und Straßen für guten Beton Schallgeschwindigkeiten zwischen

3,7 und 4,6 km/sec an; über 4,6 km/sec ist der Beton ausgezeichnet und unter 3,7 km/sec weniger fest und schlecht.

7.3 Bestimmung der Betonfestigkeit: Von einer Reihe Probewürfel des verwendeten Betons werden in verschiedenem Alter Schallgeschwindigkeit und zugehörige Druckfestigkeit bestimmt und gewissermaßen eine Eichkurve für das Bauwerk aufgestellt. Mit Hilfe dieser Eichkurve kann dann die Betonfestigkeit im Bauwerk gemessen werden¹⁵⁾.

8. Schlußfolgerungen

Die Ultraschallprüfung von Beton kann in Zukunft vor allem im Laboratorium gewisse Erleichterungen bringen. Bei Anwendung dieses Verfahrens braucht man für Reihenuntersuchungen — Bestimmung der Druckfestigkeit bei verschiedenen Alterstufen, bei verschiedenen Lagerungsbedingungen, bei Frostprüfungen usw. — nur noch wenige Probekörper, auch fallen die bei Herstellung großer Mengen von Probekörpern kaum vermeidbaren Schwankungen und die Streuungen bei mechanischer Prüfung fort. Diese Einflüsse sind oft größer als diejenigen, die man eigentlich untersuchen will. Außerdem erhält man bei Ultraschallprüfungen einen Mittelwert, während mechanische Prüfungen immer die kleinste Festigkeit des Körpers angeben. Wenn auch die Bestimmung der Druckfestigkeit aus der Schallgeschwindigkeit zur Zeit noch ziemlich ungenau ist, so wird es bei vielen dieser Laborprüfungen nur auf einen Festigkeitsvergleich ankommen, den man mit dem Ultraschallverfahren genau durchführen kann.

Weiterhin können mit Ultraschall bei Biegeversuchen das Auftreten der ersten Risse, bei Bruchversuchen der Bruchbeginn und bei Zementuntersuchungen Erstarrungsbeginn und -ende genau ermittelt werden.

Die Zukunft des Ultraschallverfahrens dürfte aber bei Untersuchungen am Bauwerk liegen, sei es zur Feststellung von Ausführungsfehlern, sei es zur Bestimmung der Betonfestigkeit. Letztere kann heute mit einer Genauigkeit von $\pm 15\%$ gemessen werden, einer Genauigkeit, mit der bei Betonprüfungen von vornherein gerechnet werden muß. Stellt man bei einem Bauwerk für den Beton Vergleichsprüfungen an Würfeln an, so kann man mit der ermittelten Vergleichskurve die Druckfestigkeit des Bauwerksbetons genauer bestimmen. Auf diesem Gebiet sind jedoch noch sehr eingehende Untersuchungen nötig.

Ein nicht zu unterschätzender Vorteil ist schließlich noch, daß die benötigten Geräte handlich sind und daß die Untersuchungen bequem, schnell und in einem Zuge durchgeführt werden können.

Das Ultraschallverfahren ist auf physikalischem und elektrotechnischem Gebiet weitgehend entwickelt worden, während die Zusammenhänge zwischen den betontechnologischen Bedingungen und den Ultraschallmeßergebnissen noch gründlich verfolgt werden müssen.

¹³⁾ Leslie und Cheesman, An ultrasonic method of studying deterioration and cracking in concrete structures, Journal of the ACI, Detroit Sept. 1949, Bd. 21, Heft 1, S. 17—33.

¹⁴⁾ Whitehurst, Sonoscope tests concrete structure, Journal of the ACI, Detroit 1951, Bd. 22, Heft 6, S. 433—444.

¹⁵⁾ Jones, Concrete and Constructional Engineering 45 (1950), Heft 11, S. 391—394.

¹⁶⁾ Eisenmann, Untersuchung der Rissebildung des Betons mit Ultraschall. B. u. St. 46 (1951), Heft 1, S. 19 u. 20.

Grundsätzliches zum Vorspannen von Flächentragwerken.

Von Dr.-Ing. Gotthard Franz, Bad Vilbel.

(Fortsetzung aus Heft 4.)*

b) Rechteckige Platte 1:1,25, $l_x = 5,0$ m, $l_y = 6,25$ m, $f = 12$ cm, gleichförmig mit $q = 1,55$ t/m² belastet.

$$M_x = 1,55 \frac{5,0^2}{18} = 2,15 \text{ tm/m} \quad \sigma_{qx} = \pm 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_y = 1,55 \frac{6,25^2}{44} = 1,37 \text{ tm/m} \quad \sigma_{qy} = \pm 58 \text{ kg/cm}^2$$

b, 1) Vorspannkräfte, die sich gegenseitig nicht beeinflussen.

$$f_x = f_y = 4 \text{ cm}$$

$$p_x = \frac{8f}{l_x^2} V_x \quad p_y = \frac{8f}{l_y^2} V_y; \quad p = p_x + p_y = 8f \left(\frac{V_x}{l_x^2} + \frac{V_y}{l_y^2} \right).$$

Wenn die Leibungsdrücke p_x und p_y sich verhalten wie die Lastanteile $q_x = k \cdot q$, $q_y = (1-k)q$, so trägt jede Spannrichtung für sich ohne die andere zu beeinflussen. Für $l_x:l_y = 0,8$ ist (nach Marcus) $k = 0,71$, mithin:

$$\frac{V_x}{l_x^2} = 0,71 \left(\frac{V_x}{l_x^2} + \frac{V_y}{l_y^2} \right) \quad V_x = 2,2 V_y; \quad V_y = 0,455 V_x,$$

$$p = \frac{8f}{l_x^2} V_x \left(1 + \frac{V_y l_x^2}{V_x l_y^2} \right) = \frac{8f}{l_x^2} V_x \left(1 + \frac{0,455}{1,25^2} \right) = 10,3 \frac{V_x f}{l_x^2}$$

$$= \frac{8f}{l_y^2} V_y \left(1 + \frac{1,25^2}{0,455} \right) = 35,5 \frac{V_y f}{l_y^2}$$

$$M_{vx} = \frac{p l_x^2}{18} = \frac{10,3 f}{l_x^2} V_x \frac{l_x^2}{18} = 0,57 V_x f; \quad e_x = 0,57 \cdot 4,0 = 2,3 \text{ cm},$$

$$M_{vy} = \frac{p l_y^2}{44} = \frac{35,5 f}{l_y^2} V_y \frac{l_y^2}{44} = 0,81 V_y f; \quad e_y = 0,81 \cdot 4,0 = 3,25 \text{ cm},$$

$$\sigma_{vx}^u = \frac{V_x}{1200} \left(1 + \frac{2,3}{2,0} \right) = \frac{V_x}{560} = -\sigma_{qx}^u = 90 \text{ kg/cm}^2,$$

$$V_x = 50300 \text{ kg/m} \quad V_y = 0,455 \cdot 50300 = 23000 \text{ kg/m},$$

$$\sigma_{vy}^u = \frac{23000}{1200} \left(1 + \frac{3,25}{2,0} \right) = 50 < -\sigma_{qy}^u = 58,$$

daher müssen beide V vergrößert werden auf das $\frac{58}{50} = 1,16$ fache:

$$V_x = 58500 \text{ kg/m} \quad V_y = 26500 \text{ kg/m}.$$

Dieses „natürliche“ Verhältnis von V_x zu V_y scheint also ungeeignet. Wir versuchen daher das Verhältnis entsprechend den Lastmomenten:

$$\frac{V_y}{V_x} = \frac{M_y}{M_x} = \frac{l_y^2 k_x}{k_y l_x^2} = 1,25^2 \frac{18}{44} = 0,64,$$

$$p = \frac{8f}{l_x^2} V_x \left(1 + \frac{V_y l_x^2}{V_x l_y^2} \right) = \frac{8f}{l_x^2} V_x \left(1 + \frac{k_x}{k_y} \right) = \frac{8f}{l_x^2} V_x \left(1 + \frac{18}{44} \right) =$$

$$= 11,3 \frac{V_x f}{l_x^2} = \frac{8f}{l_y^2} V_y \left(1 + \frac{V_x l_y^2}{V_y l_x^2} \right) = \frac{8f}{l_y^2} V_y \left(1 + \frac{44}{18} \right) =$$

$$= 27,6 \frac{V_y f}{l_y^2},$$

$$M_{vx} = \frac{p l_x^2}{18} = \frac{11,3 f}{l_x^2} V_x \frac{l_x^2}{18} = 0,63 V_x f; \quad e_x = 0,63 \cdot 4,0 = 2,5 \text{ cm},$$

$$M_{vy} = \frac{p l_y^2}{44} = \frac{27,6 f}{l_y^2} V_y \frac{l_y^2}{44} = 0,63 V_y f; \quad e_y = 0,63 \cdot 4,0 = 2,5 \text{ cm},$$

$$\sigma_{vx}^u = \frac{V_x}{1200} \left(1 + \frac{2,5}{2,0} \right) = \frac{V_x}{535} = -\sigma_{qx}^u = 90 \text{ kg/cm}^2,$$

$$V_x = 48000 \text{ kg/m}, \quad V_y = 0,64 \cdot 48000 = 30500 \text{ kg/m}$$

$$\sigma_{vy}^u = \frac{30500}{1200} \left(1 + \frac{2,5}{2,0} \right) = 57 \text{ kg/cm}^2 \sim -\sigma_{qy}^u = 58 \text{ kg/cm}^2.$$

Das gewählte Verhältnis $V_y:V_x$ erfüllt also die Forderung gleichzeitiger Zugspannungsdeckung in beiden Richtungen ohne Überschuß. Das liegt daran, daß sich in diesem Fall die Exzentrizitäten e_x und e_y gleich groß ergeben:

$$\frac{e_x}{e_y} = \frac{1 + \frac{k_x}{k_y}}{1 + \frac{k_y}{k_x}} = 1,$$

und daher Längskraft V und Moment $V \cdot e$ in beiden Richtungen jeweils proportional zu M_q sind.

*) Literaturverzeichnis s. H. 4, S. 83.

Die Stützkkräfte der rechteckigen Platte könnte man mit dem k -Wert abschätzen. Dieser besitzt jedoch nur für die Lastverteilung in Plattenmitte Bedeutung, nicht für die Nähe der Auflager. W bleiben daher bei der geometrischen Aufteilung.

$$\text{Aus Leibungskräften: } p \frac{l_x}{2} = 11,3 \frac{V_x f l_x}{l_x^2} \frac{l_x}{2} = 5,65 \frac{V_x f}{l_x}.$$

$$\text{Aus Ankerkräften: } p_x \frac{l_x}{2} = \frac{4 V_x f}{l_x},$$

$$p_y \frac{l_y}{2} = \frac{4 V_y f}{l_y} = \frac{4 \cdot 0,64 V_x f}{1,25 l_x} = 2,05 \frac{V_x f}{l_x}.$$

Verlauf vgl. Bild 17 (Heft 4, S. 82).

b, 2) Vorspannung in y -Richtung $\frac{1}{3}$ so groß wie in x -Richtung.

$$V_y = 0,333 V_x, \quad V_x = 3 V_y,$$

$$p = \frac{8f}{l_x^2} V_x \left(1 + \frac{1}{3} \cdot 0,8^2 \right) = 9,7 \frac{V_x f}{l_x^2}$$

$$= \frac{8f}{l_y^2} V_y \left(1 + 3 \cdot 1,25^2 \right) = 4,55 \frac{V_y f}{l_y^2},$$

$$M_{vx} = \frac{9,7}{18} V_x f = 0,54 V_x f \quad e_x = 0,54 \cdot 4,0 = 2,15 \text{ cm},$$

$$M_{vy} = \frac{4,55}{44} V_y f = 1,04 V_y f \quad e_y = 1,04 \cdot 4,0 = 4,20 \text{ cm},$$

$$\sigma_{vx}^u = \frac{V_x}{1200} \left(1 + \frac{2,15}{2,0} \right) = \frac{V_x}{580} = -\sigma_{qx}^u = 90 \text{ kg/cm}^2,$$

$$V_x = 52000 \text{ kg/m}, \quad V_y = \frac{1}{3} 52000 = 17400 \text{ kg/m},$$

$$\sigma_{vy}^u = \frac{V_y}{1200} \left(1 + \frac{4,2}{2,0} \right) = 45 \text{ kg/cm}^2 < -\sigma_{qy}^u = 58 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{Vergrößerungsfaktor für beide } V: \frac{58}{45} = 1,29,$$

$$V_x = 67000 \text{ kg/m} \quad V_y = 28500 \text{ kg/m}.$$

Stützkkräfte aus den

$$\text{Leibungskräften: } p \frac{l_x}{2} = \frac{9,7 V_x f l_x}{l_x^2} \frac{l_x}{2} = 4,85 \frac{V_x f}{l_x},$$

$$\text{Ankerkräften: } p_x \frac{l_x}{2} = \frac{4 V_x f}{l_x},$$

$$p_y \frac{l_y}{2} = \frac{4 V_y f}{l_y} = \frac{4 \cdot 0,333 V_x f}{1,25 l_x} = 1,05 \frac{V_x f}{l_x}.$$

b, 3) Vorspannung nur in x -Richtung.

$$p = p_x = 8 \frac{V_x f}{l_x^2},$$

$$M_{vx} = \frac{8}{18} V_x f = 0,445 V_x f \quad e_x = 0,445 \cdot 4,0 = 1,8 \text{ cm},$$

$$\sigma_{vx}^u = \frac{V_x}{1200} \left(1 + \frac{1,8}{2,0} \right) = \frac{V_x}{630} = -\sigma_{qx}^u = 90 \text{ kg/cm}^2,$$

$$V_x = 57000 \text{ kg/m}, \quad V_y = 0,$$

$$M_{vy} = \frac{p l_y^2}{44} = \frac{8 f}{l_x^2} V_x \frac{l_y^2}{44} = \frac{8 \cdot 1,25^2}{44} V_x f = 0,284 V_x f =$$

$$= 0,284 \cdot 57000 \cdot 4,0 = 65000 \text{ kgcm/m},$$

$$\sigma_{vy}^u = \frac{65000}{2400} = 27 \text{ kg/cm}^2 < -\sigma_{qy}^u = 58 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{Vergrößerungsfaktor } \frac{58}{27} = 2,15,$$

$$V_x = 2,15 \cdot 57000 = 122000 \text{ kg/cm}^2.$$

Stützkkräfte aus den

$$\text{Leibungskräften: } p \frac{l_x}{2} = \frac{V_x f}{l_x},$$

$$\text{Ankerkräften: } p_x \frac{l_x}{2} = 4 \frac{V_x f}{l_x},$$

$$p_y \frac{l_y}{2} = 0.$$

c) Rechteckige Platte 1:1,5

$$l_x = 5,0 \text{ m}, \quad l_y = 7,5 \text{ m}, \quad d = 12 \text{ cm}, \quad q = 1,55 \text{ t/m}^2,$$

$$\sigma_{gx} = \pm 115 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{qx} = \pm 51 \text{ kg/cm}^2.$$

werden nur die Ergebnisse der Berechnung angegeben, da diese sich nichts Neues bietet.

1) Vorspannung in beiden Richtungen proportional Lastmomenten.

$$x = f_y = f = 4 \text{ cm}$$

$$\frac{M_y}{M_x} = 0,445,$$

$$\sigma = 9,6 \frac{V_x f}{l_x^2} = 4,85 \frac{V_y f}{l_y^2},$$

$$M_{v_x} = 0,685 V_x f \quad M_{v_y} = 0,685 V_y f,$$

$$e_x = e_y = 0,685 \cdot 4,0 = 2,75 \text{ cm},$$

$$V_y = 58\,000 \text{ kg/m}; \quad V_y = 0,445 \cdot 58\,000 = 25\,000 \text{ kg/m}.$$

Stützkräfte: Verlauf vgl. Bild 18.

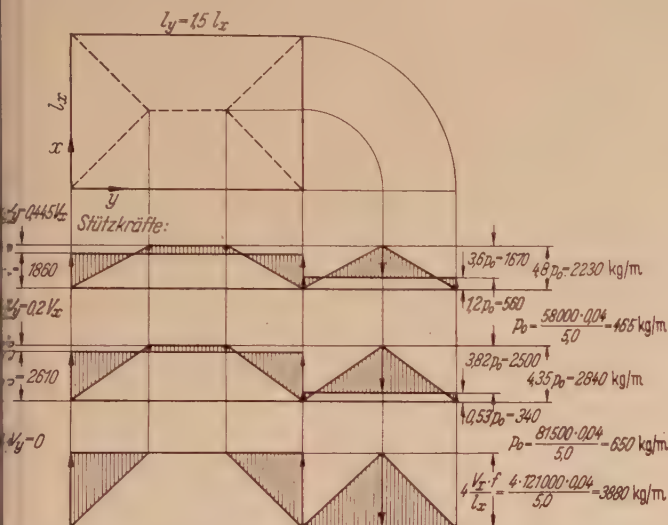


Abb. 18. Stützkkräfte einer Rechteckplatte mit dem Seitenverhältnis 1:1,50 für verschiedene Verhältnisse der Vorspannung in Längs- und Querrichtung.

2) Vorspannung in y -Richtung = $1/5$ derjenigen in x -Richtung.

$$\sigma_x = 8,70 \frac{V_x f}{l_x^2} = 98,0 \frac{V_y f}{l_y^2},$$

$$e_x = 0,622 \cdot 4,0 = 2,5 \text{ cm},$$

$$e_y = 1,38 \cdot 4,0 = 5,5 \text{ cm},$$

$$V_x = 81\,500 \text{ kg/m}; \quad V_y = 16\,300 \text{ kg/m}$$

3) Vorspannung nur in x -Richtung.

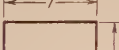
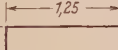
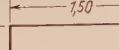
$$p = p_x = 8 \frac{V_x f}{l_x^2},$$

$$x = 0,571 V_x f, \quad e_x = 0,571 \cdot 4,0 = 2,28 \text{ cm},$$

$$\gamma = 0,254 V_x f,$$

$$V_x = 121\,000 \text{ kg/m}, \quad V_y = 0.$$

Zusammenfassung: Summen der Vorspannkräfte als Maß für den
 Mehraufwand:

						
$: V_x =$	$V_x + V_y$	%	$V_x + V_y$	%	$V_x + V_y$	%
$T_y : M_x$	65 400	100	78 500	100	83 000	100
$T_y : M_x$	77 000	118	89 500	114	98 000	116
0	120 000	183	122 000	156	121 000	144

ebnis:

Die wirksamen Exzentrizitäten der Vorspannkkräfte weichen erheblich von der Schwerachse der Spannglieder ab. Die Konkordanz von Zug- und Druckresultierender, wie wir sie bei sta-

tisch bestimmten Balken und als Sonderfall bei statisch unbestimmten Balken im ersten Teil kennengelernt haben, ist also bei Platten im allgemeinen nicht möglich. Nur im Plattenstreifen mit gleichmäßiger Vorspannung (Bild 6) läßt sich diese verwirklichen.

2. Die Vorspannungen in beiden Richtungen proportional den Lastmomenten sind am wirtschaftlichsten (Bild 19). Geringe Abweichungen hiervon beeinflussen den Stahlaufwand wenig.

3. Auch hinsichtlich der gleichmäßigen Verteilung der Stützkkräfte und der Kleinhaltung der abhebenden Kräfte ist die Vorspannung proportion

spannung proportional zu den Lastmomenten am günstigsten.

Allgemeine Regeln lassen sich naturgemäß nicht aufstellen, da sowohl die Belastungen als auch die Formen der Spannglieder eine große Mannigfaltigkeit aufweisen. Wir haben uns hier nur einen Überblick auf Grund einer Idealisierung verschafft und sind dabei von einem einfachen Fall (gleichförmig verteilte Last, parabolische Form der Spannglieder mit gleichem Stich in beiden Richtungen) ausgegangen, um die Auswirkung verschiedener Verteilung der Vorspannkkräfte auf die beiden Richtungen zu beurteilen. Nur in diesem Sonderfall sind die Leibungskräfte der Spannglieder und die äußeren Lasten gleich verteilt und werden daher beide in gleicher Weise und Umfang von der Zwängung durch die Plattenwirkung betroffen, wodurch unsere Rechnung so einfach wurde. Praktisch sind parabolisch gekrümmte Spannglieder in beiden Richtungen nicht durch-

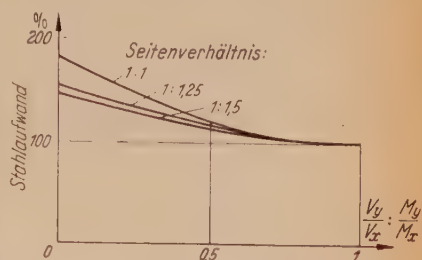


Bild 19. Summe der Vorspannkraften als Maßstab für den Stahlaufwand für Rechteckplatten mit verschiedenen Seitenverhältnissen als Funktion des Verhältnisses der Vorspannung in Längs- zur Querrichtung.

Aufspaltung der einen Lage in zwei diesen Ziel annähern kann. Man wird meist andere Kurvenzüge wählen (Bild 20) und auch diese zonenweise variieren müssen. Dann wird die Berechnung ihrer Wirkung schwieriger, weil Tafeln für die Momente infolge teilweiser Belastung der Platte fehlen. Man muß auf Einflußflächen [14, 16] zurückgreifen oder Differenzenansätze verwenden [10, S. 258]. Die Berechnung vorgespannter Platten wird daher meist einen gewissen Arbeitsaufwand mit sich bringen. Dieser ist jedoch nicht zu umgehen, da sich die gegenseitige Beeinflussung der beiden Spannrichtungen infolge der Plattenwirkung nicht in einfacher Weise abschätzen läßt.

Wir wollen der Vollständigkeit halber noch feststellen, daß auch bei Platten

die sogenannte „formtreue Vorspannung“ wie beim Balken möglich ist. Hierbei soll die Mittelfläche unter Eigengewichtslast keine Verbiegung erleiden und nur eine zentrische Vorspannung bekommen, welche die Biegungsspannungen aus Verkehrslasten überdrückt. Man übersieht leicht, daß dieser Sonderfall dann erreicht wird, wenn die Summe der Leibungskräfte aus beiden Richtungen an jeder Stelle gerade mit dem Eigengewicht in Gleichgewicht steht. Die Aufteilung auf die x - und y -Richtung ist beliebig, so daß es im Gegensatz zum Balken viele Variationen der Vorspannung gibt, welche diese Bedingung erfüllen. Allerdings besitzt diese Art Vorspannung für Platten keine Bedeutung, da bei ihnen die Nutzlast das Eigengewicht meist stark überwiegt, so daß die zentrische Vorspannung bei weitem nicht zum Überdrücken der Zugspannungen infolge Vollast ausreicht. Ferner läßt sich eine solche Bewehrung kaum genau verwirklichen.

Schließlich ist zu bemerken, daß sich auch die Vorspannung von Kreisplatten durch die Unterteilung der Wirkung in diejenige der Leibungsdrücke und der zentrischen Längskräfte leicht untersuchen

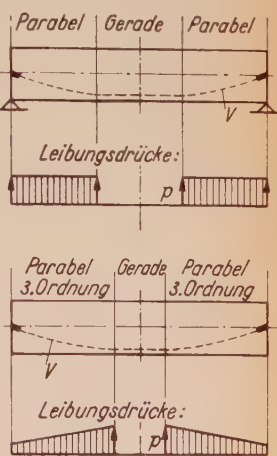


Bild 20. Leibungskräfte für verschiedene Formen von Spanngliedern.

läßt [2, S. 649], sofern die Leibungskräfte durch parabolische Spannglieder gleichförmig verteilt sind. Sie werden zweckmäßig durch 2 Scharen sich rechtwinklig kreuzender Spannglieder bewehrt. Die Vorspannmomente und Längskräfte lassen sich dann in jedem Querschnitt auf die Hauptbiegungsrichtungen beziehen.

Bei der praktischen Anwendung vorgespannter Platten wird man wie bei schlaff bewehrten die Bewehrung nach den Rändern zu abnehmen lassen. Wenn man beispielsweise die Parabelform und den Stich der Spannglieder beibehält und nur ihre Abstände staffelt, so bekommt man eine Belastungsfläche infolge der Leibungsdrücke gemäß Bild 21, für die man nur angenähert die Momente angeben

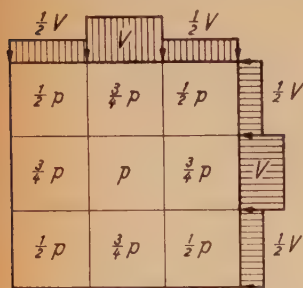


Bild 21. Quadratische Platte mit gleich starken parabolischen Spanngliedern in beiden Richtungen und Abstufung nach dem Rande zu.

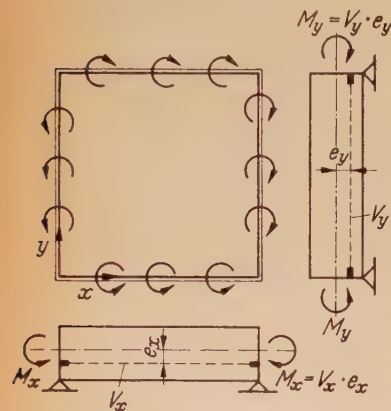


Bild 22a. Quadratische Platte mit geraden, exzentrischen Spanngliedern in beiden Richtungen.

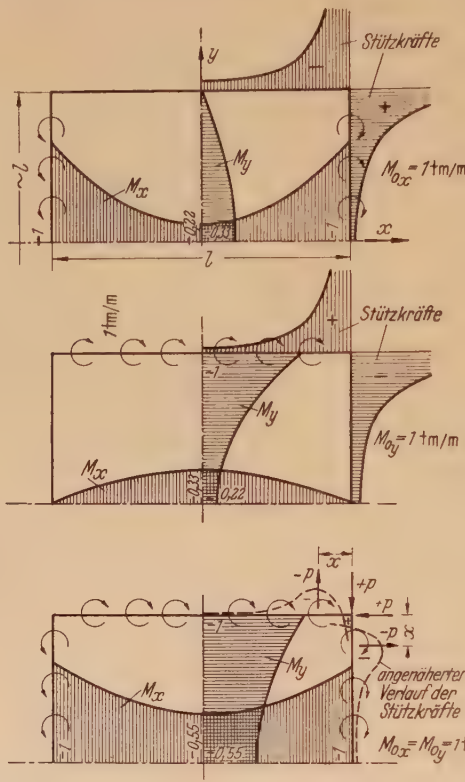


Bild 22b. Biegemomente in den Mittelachsen und Stützkkräfte für eine quadratische Platte mit geraden, exzentrischen Spanngliedern.

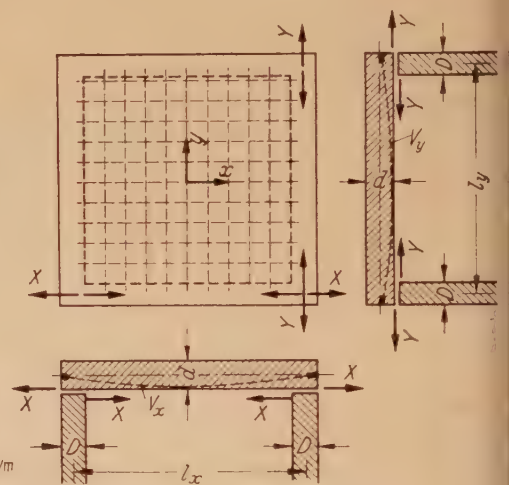


Bild 23. Mit elastischen Wänden verbundene, vorgespannte Rechteckplatte.

kann, es sei denn, daß man Tafeln für die Einflußflächen verwendet. Außerdem ist aber wieder zu berücksichtigen, daß die zentrischen Längskräfte in der Platte vom Rand an ausstrahlen, so daß in der Mittellinie nur etwa mit dem Mittelwert gerechnet werden kann.

Wir haben uns noch mit der Vorspannung von Platten mit geraden Elementen zu beschäftigen. Die Leibungskräfte werden in diesem Grenzfall = 0, so daß nur eine Randbelastung durch Momente außer den zentrischen Längskräften wirksam ist (Bild 22a). Für diese 4seitig gestützte Platte mit Momentenbelastung an zwei gegenüberliegenden Seiten finden sich in der Literatur Angaben [4], bei [10, S. 187] solchen für sin-Verteilung der Randmomente entsprechend einer nach den Rändern zu abnehmenden Bewehrung. Bei vierseitigem Momentenangriff (Vorspannung in zwei Richtungen) kann man die Rechnung für beide Richtungen durchführen und die Ergebnisse überlagern (Bild 22b). Man sieht hieraus, daß von dem Randmoment in Feldmitte nur etwa die Hälfte wirksam ist.

Von besonderer Bedeutung ist die Verteilung der Stützkkräfte, die nach den Ecken zu stark anwachsen, so daß die Platte in der Mitte der Ränder das Bestreben hat, sich abzuheben. Es ist daher in jedem Fall zu überlegen, ob das Eigengewicht genügt, um ein Hohlliegen zu verhindern.

Sofern man gekrümmte, exzentrisch verankerte Spannglieder verwendet, so sind naturgemäß die 3 Wirkungen: Leibungskräfte, zentrische Ankerkräfte und Exzentrizitätsmomente $V \cdot e$ am Rand getrennt zu ermitteln und zu überlagern.

2.2 Die eingespannte Rechteckplatte.

Sie läßt sich bezüglich der Leibungskräfte grundsätzlich in der

gleichen Weise behandeln, da auch für diese Stützung Zustands- und Einflußflächen in den genannten Tafeln vorhanden sind. Vorsicht erfordert jedoch die Beurteilung der zentrischen Längskräfte. Da die Platte mit den Auflagern biegefest verbunden sein soll, so wird auch die mit der zentrischen Vorspannung verbundene Zusammendrückung behindert. Bei sehr massiven Querschnitten der angrenzenden Konstruktionsteile kann ein erheblicher Teil der Vorspannung dahin abwandern und dann der Platte fehlen. Wir haben für diesen Fall beim Plattenstreifen eine Abschätzung schon durchgeführt und wollen diese an einem Beispiel unter Einbeziehung der Elastizität der Einspannung erweitern (Bild 23). Wir trennen dabei

die Platte von der Wand in einem waagerechten Schnitt und führen die Schubkraft zwischen ihnen an den Enden als Überzählige X und Y ein. Für die Randzusammendrückung vor Wand und Platte können die früher benutzten Werte verwendet werden.

$$\delta_{10} = \frac{V_x l_x}{E d}$$

$$\delta_{11} = \frac{1 \cdot l_x}{E d b} + \frac{1 \cdot l_x}{E B D} = \frac{l_x b d + B D}{E b d \cdot B D}$$

Unter b bzw. B wird die Breite eines Streifens verstanden, der die gleiche Zusammendrückung wie die Platte unter der Randlast liefert. Sie ergibt sich aus der Mittelbildung der Spannungen σ_x und kann etwa gleich $0,125 l$ gesetzt werden (vgl. Bild 13). Bei der Herstellung der Kontinuität ergibt sich

$$X = \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = V_x b \frac{1}{1 + \frac{B D}{b d}}$$

unabhängig von der Länge l .

$$Y = V_y \cdot b \frac{1}{1 + \frac{B D}{b d}}$$

Wenn die Wand sehr steif ist, so wird

$$\frac{d b}{D B} = 0 \text{ und } X = V_x \cdot b,$$

wie wir das schon früher gefunden haben. Die wirksamen Längskräfte ergeben sich dann durch Überlagerung der Wirkungen von V_x und X bzw. V_y und Y (Bild 24), wobei das gestrichelte Rechteck mit der Breite b gleich der kreuzweise schraffierten Fläche sein muß.

Wenn die Platte in kräftigen Randträgern elastisch eingespannt ist, die ihrerseits als Träger wirken (Bild 25), so kann man wie üblich

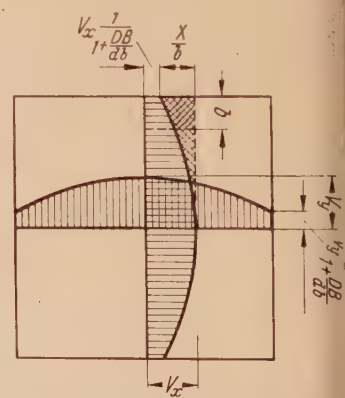


Bild 24. Längskräfte in den beiden Mittelachsen der Platte Bild 23.

Lastspannungen für Platte und Plattenbalken getrennt berechnen, bei man die Breite der mitwirkenden Druckplatte nach den Bemessungen oder genauer nach *Dischinger* [18, S. 1440] einführt. Bei Vorspannung müssen aber die Kraftwirkungen eingehender vergüt werden, damit man sich keiner Täuschung über die entstehenden

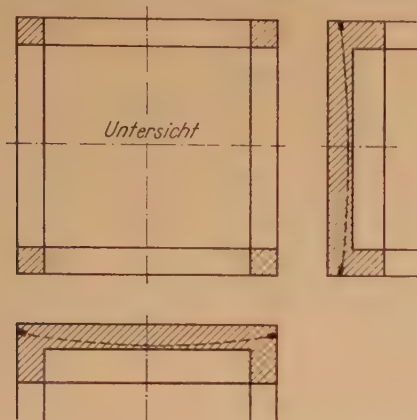


Bild 25. Auf Randbalken und Eckstützen gelagerte, vorgespannte Platte.

nungen hingibt. Wir teilen die Spannungen in 3 Anteile: a) Leibungsdrücke und senkrechte Ankerdrücke der Plattenbewehrung, b) waagerechte Ankerdrücke der Plattenbewehrung, c) Balkenbewehrung.

Die Leibungsdrücke der gekrümmten Plattenbalken ergeben eine im allgemeinen ungleichförmige nach oben gerichtete Be-

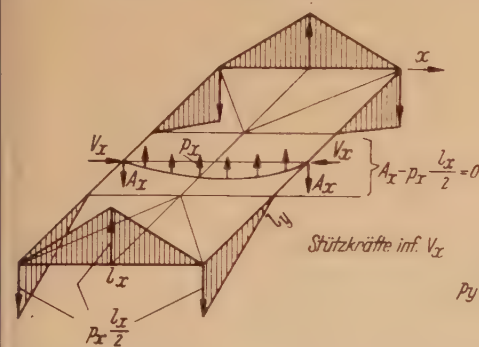


Bild 26. Stützkräfte für eine Rechteckplatte mit parabolischen Spanngliedern in der x-Richtung.

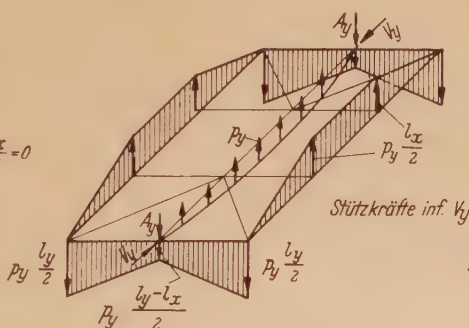


Bild 27. Stützkräfte für eine Rechteckplatte mit parabolischen Spanngliedern in der y-Richtung.

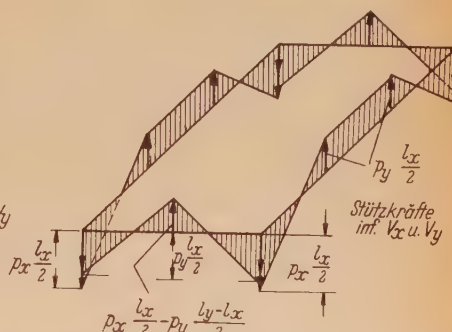


Bild 28. Summe der Stützkräfte der Platte Bild 27 und 28 für Vorspannung in beiden Richtungen.

lastung der Platte, die mit den senkrechten Komponenten der Verankerungskräfte im Gleichgewicht steht. Ferner sind die Stützkräfte infolge der Behinderung der Plattenwölbung an den Auflagern zu berücksichtigen. Diese ungleichförmig verteilten Randkräfte müssen wir bei freitragender Abfangung der Platte weiter verfolgen. Für gleichförmig verteilte Leibungsdrücke

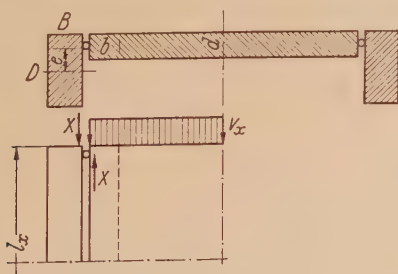


Bild 29. Näherungsweise Ermittlung des Längskraftanteiles der Randbalken für die vorgespannte Platte Bild 25.

werden die Stützkräfte angenähert durch die Lastanteile innerhalb der Winkelhalbierenden abgegrenzt. Für die X-Richtung ergibt sich dann das Bild 26, entsprechend für die Y-Richtung Bild 27, und beide zusammengefaßt Bild 28. Wir haben dieses Bild, in etwas anderer Weise abgeleitet, bereits bei der Behand-

lung der freiaufliegenden Platten kennengelernt (Bild 17 bis 19). Es ist festzuhalten und als Probe nützlich zu wissen, daß die Summe der Stützkräfte aus Vorspannung gleich Null sein muß.

Die Verteilung der Stützkräfte und damit die Momente in der Platte sind eigentlich wiederum von den Verformungen der Balken abhängig. Man wird letztere aber meist so steif ausbilden, daß sie gegenüber der Platte als starr angenommen werden können, so daß die Rückwirkung auf die Platte vernachlässigt werden kann.

b) Die Verformung der Platte infolge der Längskomponenten der Vorspannglieder wird durch die Balken behindert. Diese Wirkung wird wieder in vereinfachter Form durch ein einfach statisch unbestimmtes System erfaßt (Bild 29).

$$\delta_{10} = \frac{V_x l_x}{EF} \quad \delta_{11} = \frac{1 \cdot l_x}{E b d} + \frac{1 \cdot l_x}{E B D} \left(1 + \frac{6e}{D}\right) = \frac{1 \cdot l_x}{E b d} \left[1 + \frac{b d}{B D} \left(1 + \frac{6e}{D}\right)\right]$$

$$X = V_x b : \left[1 + \frac{b d}{B D} \left(1 + \frac{6e}{D}\right)\right]$$

b: Vergleichsbreite für die Berechnung der Kantenverkürzung, = 0,125 l, wenn Platte genügend breit ist.

In den Balken entstehen daraus Biegemomente M und Längskräfte N wie in Bild 30 dargestellt.

c) Die Balken selbst erhalten ebenfalls eine vorgespannte Bewehrung entsprechend ihrer Nutzlast. Sie werden hierbei als Plattenbalken betrachtet. Die mitwirkende Plattenbreite ist gleich groß wie bei der Nutzlast zu wählen. Der für die Längskräfte benutzte Ansatz dürfte in diesem Falle keine zutreffende Abschätzung mehr liefern.

Die Spannungen aus a), b) und c) sind zu überlagern. Außer den

eigenen Vorspanngliedern sind in den Balken also die Wirkungen aus der Plattenvorspannung nach a) und b) zu berücksichtigen, ebenso wie in der Platte die Längskräfte aus der Balkenvorspannung.

Bei der Bemessung der Balken ist die Torsion der Balken durch die Einspannung der Platte sowie die Übertragung dieser Momente als Biegung in den anstoßenden Balken zu berücksichtigen.

Über mehrere Felder durchlaufende vorgespannte Plattenbalken müssen in den gleichen 3 Stufen untersucht werden. Zur Erzeugung der erforderlichen positiven Stützenmomente erhalten die Platten zweckmäßigerweise Auflager-

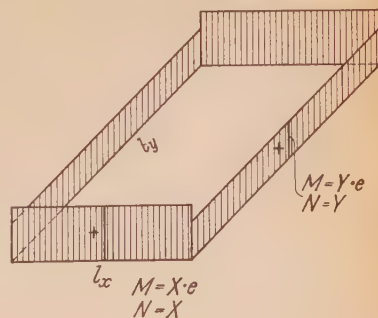


Bild 30. Längskräfte und Biegemomente der Randbalken für die Platte Bild 25.

schrägen, um die Auslenkungen der Vorspannglieder zu begrenzen. Auf die Einzelheiten dieser Berechnung können wir an dieser Stelle nicht eingehen. Sie bietet auch nichts grundsätzlich Neues und wird angenähert wie bei Balken mit veränderlicher Höhe durchgeführt.

(Fortsetzung folgt.)

Vermischtes

Kommerzienrat Dr.-Ing. E. h. Josef Rank, München, 85 Jahre.

Ein großer Baumeister, Architekt und Ingenieur, Kommerzienrat Dr.-Ing. E. h. Josef Rank, wird am 9. Mai d. J. in München 85 Jahre alt. Ein gütiges Geschick hat ihm die geistige und physische Kraft gegeben, in seinem langen Berufsleben auf vielen Gebieten Richtungsweisendes in Gestaltung, Konstruktion und Ausführung zu leisten, so daß er bis heute zugleich durch sein liebenswürdiges und hilfsberechtigtes Wesen ein verehrungswürdiges Vorbild als Fachmann und Mensch ist.

In München-Schwabing als Sohn des selbständigen Zimmermeisters Josef Rank geboren, begann Josef Rank seinen Berufsweg als Zimmer- und Schreinerlehrling im väterlichen Geschäft. Er durchlief die Mittelschule und Baugewerkschule, betätigte sich dann praktisch im Büro und auf der Baustelle bei den Höchster Farbwerken und besuchte schließlich 1890/92 die Technische Hochschule in München. Nach nochmaliger zweijähriger Tätigkeit als Architekt in Höchst und Studienreisen ins Ausland wurden ihm im Alter von 26 Jahren die Planbearbeitung und Bauleitung für das neu gegründete Deutsche Theater an der Schwanthaler Straße in München übertragen. 1897 übernahm Josef Rank das väterliche Geschäft, das er 1899 mit seinen Brüdern Franz und Ludwig in die Baufirma Gebr. Rank umwandelt, die im Laufe der nächsten Jahrzehnte zu großer Bedeutung und hohem Ansehen im In- und Ausland gelangte.

Auf die Eisenbetonkonstruktionen nach dem Verfahren von François Hennebique durch Veröffentlichungen aufmerksam gemacht, erkannte Josef Rank sofort die umwälzende Bedeutung der neuen Bauart, reiste nach Frankreich, um sie an Ort und Stelle näher kennenzulernen, und erwarb schon Ende 1901 nach dem Hennebique-Kongreß in Paris die Lizenz für die Ausführung Hennebiquescher Konstruktionen in „Beton armé“ für Süddeutschland.

Schon 1902 trat die Firma Gebr. Rank dem Deutschen Beton-Verein bei, und bereits 1903 wurde Josef Rank in dessen Vorstand berufen, dem er 29 Jahre angehörte. Er ist heute der einzige noch Überlebende aus der Reihe der Männer, die zu Beginn unseres Jahrhunderts so Ausgezeichnetes für die wissenschaftliche Erforschung und Einführung der neuen Bauart geleistet haben.

Bereits 1906 erhielt er Patente auf dem Gebiete des Kohlenstillbaues für konstruktive Anordnungen zur Vermeidung der Selbstentzündung der Kohle. Große Ausführungen für Gaswerke, Zechen usw. im In- und Ausland folgten neben vielen anderen Ingenieurbauten. Gute architektonische und konstruktive Gestaltung waren dabei immer das Kennzeichen der Rankschen Entwürfe.

In Amerika lernte er 1912 das Gußbeton-Verfahren kennen und verwendete es später mit eigenen Ideen bei einer Anzahl von damals viel beachteten Großbauten wie der Fischereischleuse Geestemünde, U-Bahn-Bauten in Berlin, dem Innkraftwerk Töging u. a. m.

Nach dem ersten Weltkrieg wandte sich Josef Rank auch dem Entwurf und Bau von Getreidespeichern mit Lüftungseinrichtungen zu, für die er ebenfalls Patente im In- und Ausland erhielt und die zu zahlreichen Ausführungen in Europa führten. Später ergänzte er seine Untersuchungen für die Gesunderhaltung des Getreides in Lagerhäusern durch Bodenlüftung mit bestem Erfolge.

Für seine großen vorgenannten Verdienste verlieh die Technische Hochschule München 1928 dem Jubilar die Würde eines Doktoringenieurs ehrenhalber. Außerdem erhielt er vom Bayerischen Staat den Titel eines Kommerzienrates und vom Deutschen Museum in München den goldenen Ring.

Als hervorragender Architekt und Darsteller, als großer Kunst- und Geschichtsfreund schuf er in einzigartiger Darstellung übersichtliche Blätter für die Bau- und Kulturgeschichte Münchens sowie für die Werke von Asam und Dienzenhofer und für eine Stilgeschichte. Er nennt sie feinsinnig „Geschichtsharfen“.

Dem Münchener Josef Rank und seinem universellen Geist, seinem großen, unermüdlichen Schaffen, dem liebenswürdigen und wahrhaften Menschen gehört unsere ganze Verehrung. Wir wünschen ihm von ganzem Herzen, daß ihm noch weitere Lebensjahre in Gesundheit und Frieden geschenkt sein mögen. Muy.

Stahlbeton-Rohrleitungen mit großen Durchmessern in Italien¹⁾.

Bei verschiedenen Wasserkraftanlagen in Italien sind Stahlbeton-Druckrohrleitungen mit großem Durchmesser verlegt worden. An Hand einiger Beispiele sollen die Besonderheiten der Herstellung der Rohre und das Verlegen dieser Leitungen beschrieben werden.

Den Turbinen der Zentrale Soverzene der Piave-Boite-Vajont-Anlage der Società Adriatica di Elettricità wird das Wasser durch eine 175 m lange Druckrohrleitung aus Stahlbetonrohren zugeführt. Die Rohre liegen paarweise in einem Stollen und sind derart ringsum in Beton eingebettet, daß ein Teil ihres Innendruckes nach den Felswandungen des Stollens weitergeleitet wird.

Die Rohre haben 2,55 m Innendurchmesser, 18,8 cm Wanddicke und werden in Längen von 4,5 m hergestellt. Sie sind mit einem leichten Rundstahlkorb bewehrt und außen von einem 2 mm dicken Blechmantel umgeben. Auf diesem sind zwei Stahlseile italienischen Ursprungs von 5 mm Dicke und mit einer Zugfestigkeit von 150 kg/mm² vorgespannt und aufgewickelt (Bild 1), und zwar entsprechend dem



Bild 1. Vorspann-Aufwickelvorrichtung.

verschiedenen hydrostatischen Druck, mit wechselnder Steigung. Die Umschnürung ist schließlich durch eine Schicht Spritzbeton umhüllt.

Die Rohre sind für einen Druck von 90 bis 200 m Wassersäule berechnet. Dabei sind Wasserschläge berücksichtigt und die Druckübernahme durch den umgebenden Fels, die mit 30% des Wasser-

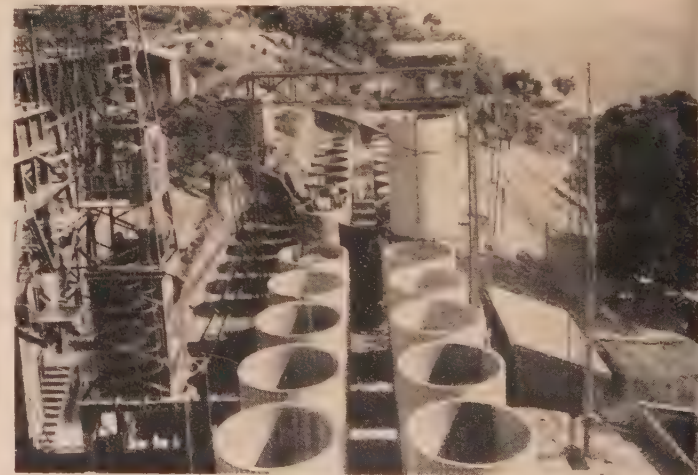


Bild 2. Blick über die Rohrfabrik.

druckes angesetzt ist, ferner das Schwinden sowie die federnden und bleibenden Verformungen des Betons und des Stahls.

Die Rohrfabrik war für eine Fertigung von zwei Rohren täglich eingerichtet. Als Außenschalung diente der Blechmantel, der hierzu von außen abgestützt und versteift war. Der Beton wurde mit Rüttlern hoher Frequenz verdichtet. Nach 24 Stunden konnten die Rohre ausgeschalt werden. Sie blieben dann mindestens 20 Tage lang an der Herstellungsstelle stehen. Sodann wurden sie waagrecht in die Wickelmaschine eingesetzt und dort mit dem gespannten Seil umwickelt, wobei die Steigung der Wickelung durch eine besondere Vorrichtung geregelt wurde. Nach der Umschnürung wurden die Rohre wieder senkrecht gestellt und mit Spritzbeton umhüllt. Dabei blieb an den Stoßfugen ein Streifen des Blechmantels frei. Hierauf wurde nach dem Verlegen der Rohre ein die Fuge überbrückender

¹⁾ Nach Turazza, Tubazioni in cemento armato di grande diametro, Werbeschrift der Firmen Ing. Mantelli & Ci, Genua, SACAIM, Venedig, und FERROCEMENTO, Rom.

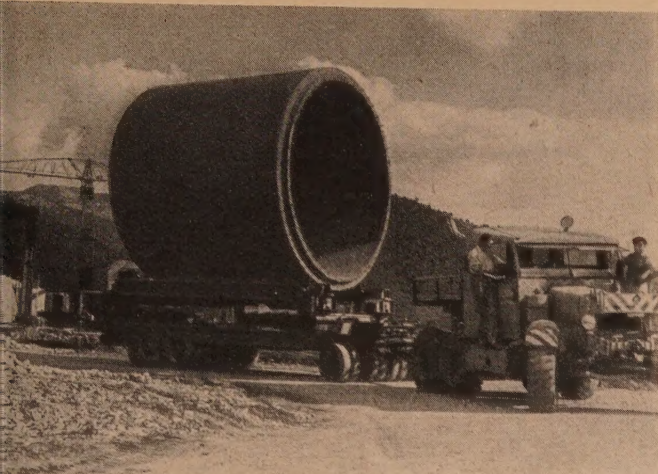


Bild 3. Transport eines Rohrschusses auf Tiefladewagen.

echstreifen elektrisch aufgeschweißt und die Lücke zwischen der Ritzbetonumhüllung der benachbarten Rohre mit Rüttelbeton geschlossen.

Zum Verlegen wurden die Rohre von oben her in den Schacht abgelassen. Nach dem Zusammenbau des Rohrstranges wurde der Hohlraum zwischen Rohren und Schachtauskleidung mit Rüttelbeton gefüllt und in diesen Füllbeton, schließlich noch zur Erhöhung der Dichtigkeit Zementmilch eingepreßt.

Für die gesamte Rohrleitung wurden rund 1130 m³ Beton, 105 t Stahldraht und 140 t Drahtseil verarbeitet.

Bei der Anlage Mucone der Società Meridionale di Eletticità sind 5 km des im ganzen 13,75 km langen Druckstollens mit Spannbetonrohren ausgerüstet. Und zwar eine 2890 m lange Rohrstrecke

mit einem Innendurchmesser von 2,7 m für den veränderlichen Druck von 120 bis 190 m Wassersäule und eine 2205 m lange Strecke mit 2,85 m Durchmesser für Drücke von 90 bis 75 m. Bei der Bemessung dieser Rohre ist von einer Druckübernahme durch den Felsen abgesehen worden.

Die 5 m langen Spannbetonrohre sind auf der ersten Strecke 12 cm, auf der zweiten 11 cm dick. Sie haben keine äußere Blechhülle, ihre schlaffe Bewehrung besteht aus einem leichten Rundstahlkorb, der hauptsächlich zur Aufnahme der Beanspruchungen bis zum fertigen Einbau des Rohres bestimmt ist.

Hier hat man den Beton nach dem Rütteln mit Vakuum behandelt, durch war es möglich, die Schalung bereits unmittelbar anschließend zu entfernen. Diese Rohre sind schon 10 Tage nach ihrer Herstellung umwickelt worden. Die Umschnürung erhielt hier eine 2,5 cm dicke Betondeckung. Auch dieser Beton wurde durch Vakuum entleert. Die Vorspannung der Umschnürung ist so bemessen, daß während des Betriebes stets eine Druckbeanspruchung von 10 kg/cm² im Rohr verbleibt. Verwendet wurde ein Stahlseil deutscher Herkunft mit einer Festigkeit von 180 kg/mm² und einer Elastizitätsgrenze von 100 kg/mm². Das Seil wird bis zu 55% seiner Zugfestigkeit ausgenutzt. Die höchste Druckbeanspruchung des Betons ist anfangs 155 kg/cm². Die Güteüberwachung im Werk ergab eine 28-Tage-Festigkeit von 180 kg/cm². Bei der Abnahme wurde die zu gewährleistende Wasserundurchlässigkeit übertroffen.



Bild 4. Einbau mit Portalkran.

Einschließlich der weiteren Ausbaustufen der Wasserkraftanlage sind für Stahlbetondruckrohre 6800 m³ Beton, 540 t Stahlseile, 300 t Rundstahl zu verarbeiten. Dementsprechend ist im Baubereich eine gut ausgestattete Rohrfabrik eingerichtet worden, die bis zu 5 Rohren am Tage zu liefern vermag. (Bild 2).

Die Rohre werden mit einer Lafette in den vorher mit Beton ausgekleideten Stollen eingebracht. Nach dem Schließen der Stoßfugen wird der Spalt zwischen Stollenauskleidung und Rohr mit Mörtel ausgepreßt.

Für die rund 5 km lange Oberwasserdruckleitung des Volturno-Kraftwerkes Rocca d'Evandro der Società Meridionale di Eletticità mit Wasserdrücken von 6 bis 20 m und einer Überschnürung von 1 bis 3 m waren

1139 Rohrschüsse von 4,5 m Länge, 4,2 m lichtem Durchmesser und 29 cm Wanddicke zu liefern.

Auch hier hat man eine großzügige Fabrikanlage geschaffen und sogar einzelne Maschinen eigens dafür entworfen. Waren doch allein für die Rohre 21 000 m³ Beton und 3000 t Rundstahl zu verbauen. Die Fabrik wurde für eine Tagesleistung von 6 Rohren bemessen. In Anbetracht der nur mäßigen Innendrucke erhielten die Rohre keine Umschnürung. Durch Anwendung des Vakuumverfahrens war es möglich, die Rohre bereits eine Stunde nach dem Beginn des Betonierens auszuschalen.

Die Rohre sind nach amerikanischem Vorbild mit Tiefladewagen zur Einbaustelle gefahren (Bild 3), dort mit einem Portalkran in die Baugrube abgesetzt (Bild 4 und 5) und nachträglich durch eine von der Seite eingebrachte Betonunterlage festgelegt worden. Die Länge der Rohrschüsse ist im Hinblick auf eine wirtschaftliche Abstimmung zwischen dem Rohrgewicht — hier über 40 t — und den Transport- und Einbaugeräten festgelegt worden.

Ein abgedeckter Kanal. Bemerkenswertes Verlegen der Träger¹⁾.

Als Teil einer Hochwasserabführung im Tal des Lee-Flusses im Nordosten von London wurde ein etwa 600 m langer Kanal gebaut. 300 m davon sind überdeckt. Bild 1 zeigt den Anfang des über-

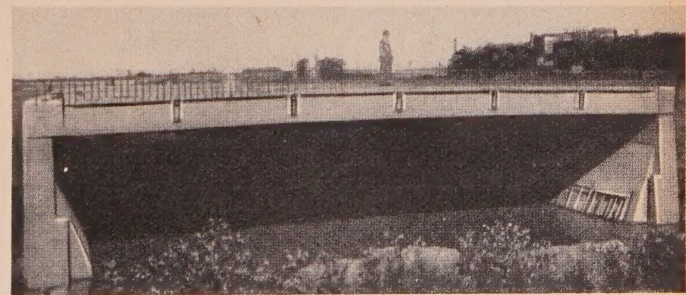


Bild 1. Der Anfang des überdeckten Kanals.

deckten Teils. Für die Ausführung der Abdeckung hatte man die Wahl zwischen gewöhnlichen Stahlbetonträgern und vorgespannten Trägern. Bei einer Lichtweite des Kanals von 16 m wäre aber die Bauhöhe eines Stahlbetonträgers zu groß geworden, es sei denn, daß man seine Zuflucht zu Mittelpfeilern genommen hätte. Doch

¹⁾ Nach Concrete and Constr. Engineering 47 (1952), Heft 10, S. 301ff.

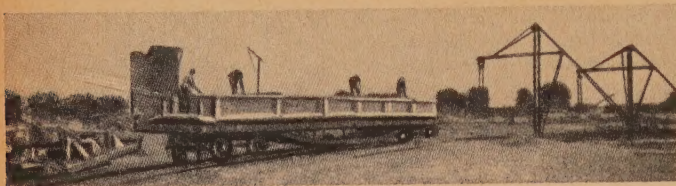


Bild 2. Bahntransport der Träger unmittelbar vor dem Kanal.

davon sah man wegen der damit verbundenen Nachteile ab und entschloß sich trotz geringer Mehrkosten zur Verwendung von Spannbetonträgern.

Die Träger haben I-Form, sind 75 cm hoch und 60 cm breit. Da sie dicht an dicht liegen, werden auf 300 m Länge 512 Stück ge-

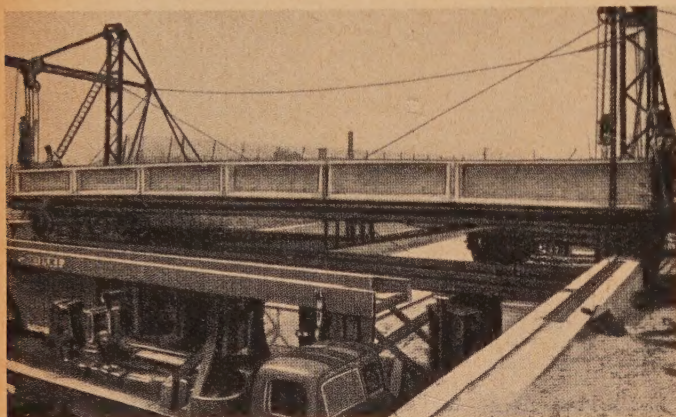


Bild 3. Das Überladen vom Bahnwagen auf das Straßenfahrzeug.

braucht. Beachtenswert ist die geschickte Art der Verlegung der Träger. Sie wurden in einer abgelegenen Werkstatt fix und fertig hergestellt und mit der Bahn nach einem Zweiggleis in der Nähe des Kanals befördert. Von hier aus wurde ein zwischenzeitliches Gleis nach dem Kanal gebaut, dessen Ende den Kanal auf einer Brücke rechtwinklig kreuzt. Bild 2 zeigt den Trägertransport auf



Bild 4. Träger mit Hilfsträger werden an der Verwendungsstelle mittels fahrbarer Gerüstböcke vom Straßenfahrzeug abgeladen.

einem Eisenbahnwagen auf diesem Gleis. Der vordere Kran auf Bild 2 steht auf der diesseitigen, der hintere auf der jenseitigen Kanalwand. Der Eisenbahnwagen wird durch einen Bulldozer auf die den Kanal überspannende Brücke geschoben, und dann werden die Träger durch die beiden Auslegerkrane auf ein Straßenfahrzeug abgesetzt (Bild 3). Dieses bewegt sich auf der Sohle des Kanals. Zur sicheren Aufnahme des Spannbetonträgers ist es mit einem auf Böcken ruhenden liegenden I-Träger ausgestattet. Nach Übernahme

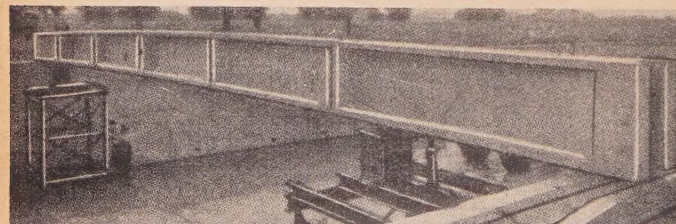


Bild 5. Der Träger in seiner endgültigen Lage.

des Spannbetonträgers fährt es im Kanal bis dicht an die Verwendungsstelle, wo zwei fahrbare Gerüstböcke den Träger abnehmen und auf die Wandungen aufsetzen. Bild 4 zeigt den gemeinsam mit dem liegenden Träger vom Straßenfahrzeug abgehobenen Spannbetonträger. Nachdem letzterer in seiner richtigen Lage auf die Wandungen aufgesetzt worden ist (Bild 5), wird der liegende Träger wieder aufs Straßenfahrzeug abgesenkt, und der nächste Transport kann beginnen.

Weiß.

Bau einer vorgefertigten Wendeltreppe in Spannbeton¹⁾.

Bild 1 zeigt eine frei im Raum stehende Wendeltreppe von 4 m Höhe und 70 cm Breite. Sie besteht aus 20 vorgefertigten Stahl-

betonstufen. Die Stufen (Bild 2) haben Löcher zum Hindurchziehen von drei Spannstahlbündeln, die aus je 12 Stahldrähten von 5 mm Durchmesser bestehen. Bild 3 zeigt das untere, durch eine Bitumenlage als Gelenk ausgebildete Auflager, Bild 4 die Einspannung im oberen Podest. Die Herstellung der Treppe beginnt mit dem Betonieren der unteren Aufegerschwelle, in der die unteren Enden der Spannbündel eingebettet werden, sodann werden die einzelnen Stufen auf die aus der Grundschwelle herausragenden Spannbündel aufgefädelt. Zum Schluß werden die Spannglieder von oben her mit einer Spannung von 35 kg/mm² gespannt und in der obersten Treppenstufe verankert. Hiernach werden die Hohlräume der Spannbündel mit Zementmörtel ausgepreßt. Schließlich wird der Podestbalken betoniert, wobei nunmehr die oberen Enden der Spannbündel im Beton eingebettet werden. Eine Probelastung mit 100 kg Auflast auf jeder Stufe zeigte Durchbiegungen von 0,16 mm senkrecht



Bild 1.

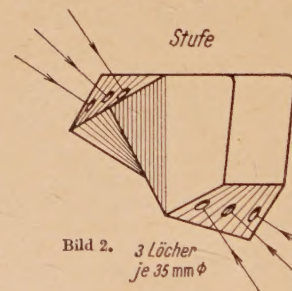
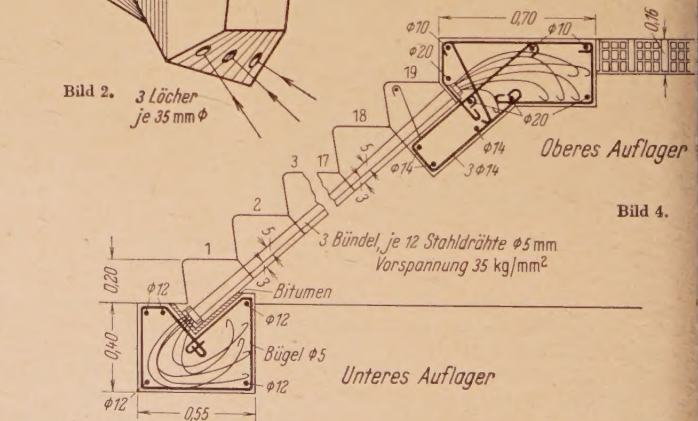
Bild 2. 3 Löcher je 35 mm ϕ 

Bild 4.

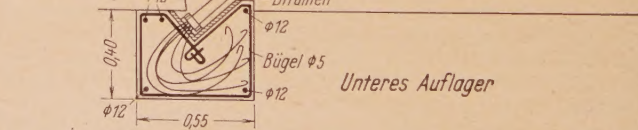


Bild 3.

0,015 mm waagrecht in Längsrichtung der Stufen und 0,02 mm waagrecht in Querrichtung der Stufen. Die Durchbiegungen gingen nach Entlastung auf Null zurück.

Briske.

¹⁾ Rinaldi, Costruzione di una scala elicoidale prefabbricata in cemento armato precompresso. Giornale del Genio Civile 90 (1952), Heft 9, S. 489 ff.

Amerikanische Versuche mit ausmittig belasteten kurzen Stahlbetonsäulen¹⁾.

Die Entwicklung der Theorie der Stahlbetonkonstruktionen zielt dahin, die Elastizitätstheorie durch die Plastizitätstheorie und die flüssigen Beanspruchungen durch Traglasten zu ersetzen. In einigen Ländern, wie der UdSSR und in Brasilien, ist der Übergang bereits vollständig vollzogen worden, und in Europa werden Traglastversuche verschiedenlich als reif für die Aufnahme in die Vorschriften angesehen. In den USA ist man der Meinung, daß zwar Traglasten für mittig belastete Säulen und auf Biegung beanspruchte Balken angegeben werden können, daß aber die Verhältnisse für verschiedene andere Arten von Baugliedern noch einer Klärung bedürfen. So wurden an der Universität von Illinois Versuche an verbügelten und umschnürten kurzen Säulen vorgenommen, die durch Biegung mit Achsdruck beansprucht waren, und die Versuchsergebnisse mit den nach der Theorie zu erwartenden verglichen. Hierbei wurden nur Fälle des Bruchs durch Überschreitung der Feststofffestigkeiten untersucht und keine Stabilitätsfragen, wie sie bei der Knickung bei schlanken Säulen wesentlich sind, behandelt. Geprüft wurden 60 Säulenpaare in 4 Gruppen. Die Säulen der Gruppen I bis III waren quadratische verbügelte Säulen, Gruppe IV bestand aus runden, umschnürten Säulen, deren Umschnürung mit einem Steigung eingebracht wurde. Die Säulen- und Bewehrungsmessungen sind aus Bild 1 ersichtlich. Für jede Säulenart und

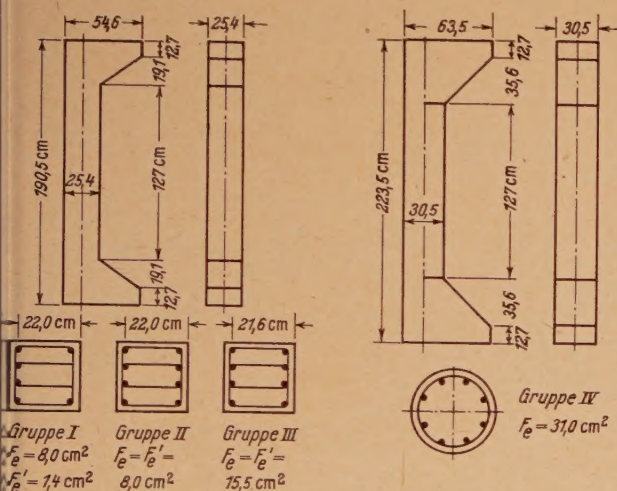


Bild 1.

Herstellung wurden die Proben aus 3 Betongütern hergestellt; Betongüte A entsprach einer rechnerischen 28-Tage-Zylinderfestigkeit von 245 kg/cm², Güte B derjenigen von 245 kg/cm² und Güte C derjenigen von 140 kg/cm². An den Bewehrungskörpern waren vor dem Verbetonen elektrische Dehnungsmesser befestigt worden, weitere Dehnungsmesser wurden nach dem Betonieren in Aussparungen angebracht. In 15 bis 20 Stufen gesteigerte Belastung der Säulen wurde durch Schneiden an Kopf und Fuß eingetragen, ausgenommen bei einer mittig belasteten umschnürten Säule, die flächig belastet wurde. Die Exzentrizitäten wechselten zwischen 0 und der 5fachen Seitenlänge (bzw. dem 1,25fachen Durchmesser) der Säulen.

Die Theorie stützt sich auf folgende Grundlagen:
Lineare Dehnungsverteilung im Querschnitt. Dehnungsmessungen bestätigten dies auch in der Nähe der Bruchlast.
Gleitungen zwischen Beton und Bewehrung sind ausgeschlossen. Der verwendete Stahl zeigt ideal-plastisches Verhalten.
Die geringen im Beton auftretenden Zugspannungen werden vernachlässigt.

Die Arbeitslinie des Betons wird nach Bild 2 angenommen, wobei die Bruchstauchung unabhängig von der Betongüte mit 3,8‰ angesetzt wird. In der Zeit um 1930 stellte man bei Versuchen mit mittig gedrückten Säulen fest, daß ihre Tragfähigkeit durch die Gleichung $P = 0,85 K_b F_b + \sigma_s' F_s$ ausgedrückt werden kann. Deshalb wird auch bei der vorliegenden Arbeitslinie die Zylinderfestigkeit K_b mit dem Faktor 0,85 multipliziert. Der Elastizitätsmodul im Ursprung wurde nach Inge Lyse zu $E_b = 126\,550 + 460 K_b'$ [kg/cm²] angenommen. In der Rechnung wird die Spannungs-Dehnungs-Beziehung durch die Werte k_1 und k_2 charakterisiert. Das Verhältnis $\alpha = k_1/k_2$ wird im Bruchzustand ziemlich unabhängig von der Betonfestigkeit etwa gleich 0,55.

6. Beim Bruch befinden sich die Druckeinlagen bereits im Fließzustand, da die Fließgrenze der Bewehrung etwa 1,5 bis 2,0 % Dehnung entspricht.

Durch Ansatz der Bedingungen des Gleichgewichts der Kräfte und Momente und der linearen Dehnungsverteilung erhält man bei Rechtecksäulen für den Zugbruch (Einleitung des Bruches durch Erreichung der Fließgrenze der Zugbewehrung) den Ausdruck für die Traglast:

$$P = K_b' \cdot b \cdot h \left[q' - q + \frac{1}{2\alpha} \left\{ -\left(\frac{e'}{h} - 1 \right) + \sqrt{\left(\frac{e'}{h} - 1 \right)^2 + 4\alpha \left[q' \frac{c}{h} + \frac{e'}{h} (q - q') \right]} \right\} \right]$$

Es gelten die Bezeichnungen von Bild 3 und $q = \frac{\mu \cdot \sigma_s}{K_b'}$; $q' = \frac{\mu' \cdot \sigma_s'}{K_b'}$

wobei μ , μ' und σ_s , σ_s' den Bewehrungsgehalt und die Fließgrenze der Zug- bzw. Druckbewehrung vorstellen. Für Druckbrüche, also Zerdücken des Betons vor Eintritt des Fließens der Zugbewehrung, erhält man eine Gleichung dritten Grades. Die „kritische Traglast“, d. h. diejenige Belastung und Exzentrizität, die einen Bruch durch gleichzeitiges Erreichen der Betonbruchstauchung und der Stahlfließgrenze verursacht, wird erhalten, wenn

man in die Gleichgewichtsbedingungen den Wert $x = h \frac{\epsilon_{b0}}{\epsilon_{b0} + \sigma_s/E_s}$

mit ϵ_{b0} = größte Betonbruchstauchung bei Biegung, einsetzt. Die Spannungsbilder für fortschreitende Belastungen bis zum Bruch können durch Annahme verschiedener Werte ϵ_b und Berechnung von k_1 und k_2

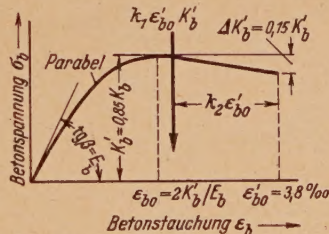


Bild 2.

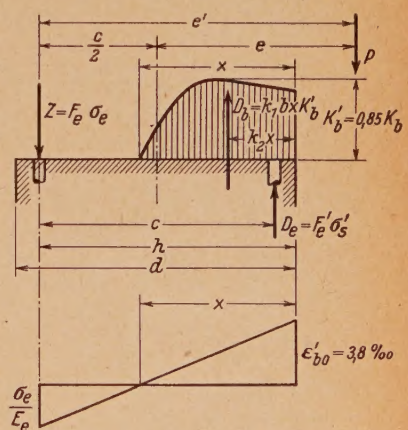


Bild 3.

sowie Erfüllung der Gleichgewichts- und Formänderungsbedingungen gefunden werden.

Bei mittig belasteten zylindrischen Säulen vergrößert die Umschnürung zweifellos die Höchstlast, jedoch müssen erst bedeutende Formänderungen vor sich gehen, bevor die Umschnürung einen Einfluß ausüben kann. Bei zusätzlicher Biegebeanspruchung wird im allgemeinen vorher die Betonschale abplatzen. Wegen der damit verbundenen Vergrößerung der Exzentrizität wurde jedoch bei allen Versuchen beobachtet, daß die Spiralen unfähig waren, die Tragfähigkeit der Schale zu ersetzen. In der theoretischen Behandlung wurde das σ - ϵ -Diagramm des Betons durch ein Spannungs-Dehnungs-Diagramm mit der Tiefe $k_1 \cdot x$ ersetzt, das über einer Segmentfläche wirkt, und die Betondruckresultante in deren Schwerpunkt angesetzt. Für die drei Bruchfälle wurden die Gleichungen graphisch gelöst.

Der Vergleich der theoretisch errechneten Traglasten, bei denen auch die zusätzliche Exzentrizität infolge Durchbiegung berücksichtigt wurde, mit den Versuchsergebnissen zeigte eine weitgehende Übereinstimmung sowohl in Bezug auf die Größe der Traglast als auch auf die Bruchart. Das mittlere Verhältnis zwischen rechnerischer und im Versuch gefundener Höchstlast aus 120 Versuchen war 1,012. Einige Vergleichsversuche bestätigten frühere Erkenntnisse, daß mittig belastete Säulen unter Schneidenlast 10 bis 15 % weniger tragfähig sind als unter Flächenlast. Dies wird auf das Vorhandensein von Zentrierungsfehlern und Inhomogenitäten zurückgeführt. Die Tragfähigkeiten dieser Säulen stimmen gut mit den Werten überein, die für die Exzentrizität 0,63 cm (1/4 Zoll) plus gemessener Durchbiegung berechnet wurden.

Das Verhalten während der Belastung zeigen die Bilder 4, 5 und 6. Beim Druckbruch (Bild 4) verformte sich die Säule kontinuierlich bis zur Erreichung der Fließgrenze der Druckbewehrung. Nach Erreichen der Höchstlast bog sich die Druckbewehrung zwischen den Bügeln aus und das Tragvermögen fiel plötzlich auf einen Bruchteil der Traglast. Im „kritischen Zustand“ (Bild 5) folgte der

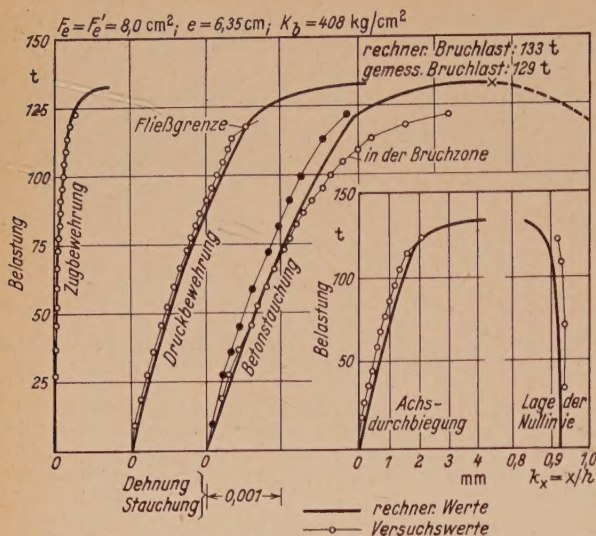


Bild 4.

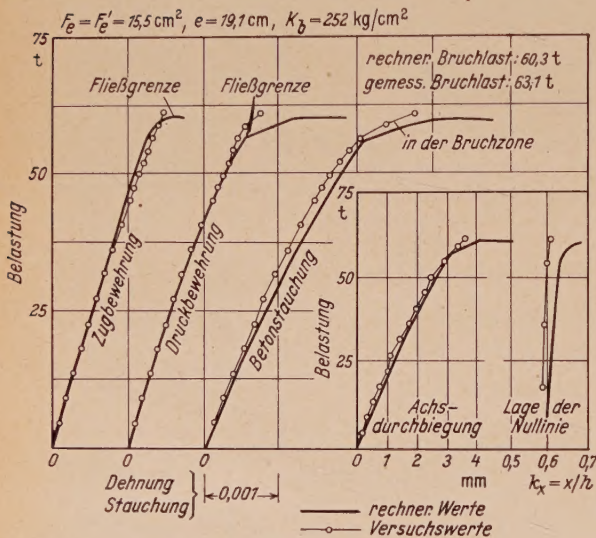


Bild 5.

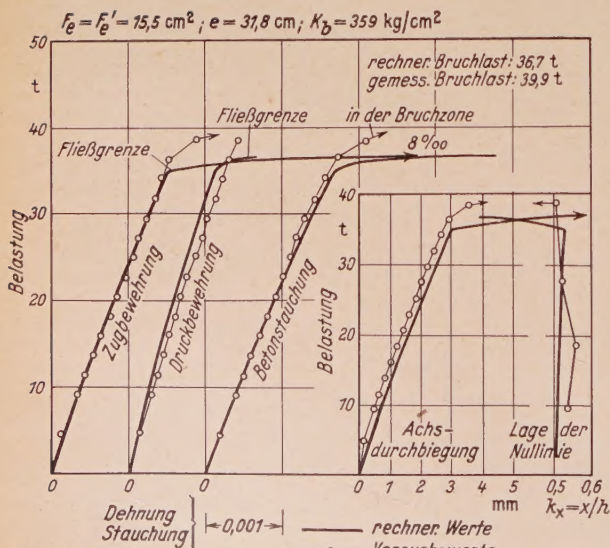


Bild 6.

Bruch fast unmittelbar dem Fließen der Druckbewehrung. Bild 6 gibt ein typisches Beispiel eines Zugbruchs mit den dabei auftretenden großen Verformungen.

Umschnürte Säulen zeigten vor dem Bruch der Betonschale ein den verbügten Säulen sehr ähnliches Verhalten. Beide Säulenarten befanden sich nach Ansicht des amerikanischen Verfassers in einer Art neutralen Gleichgewichts nahe dem Bruch. Unter der Höchstlast jedoch verhinderte die Umschnürung das Bersten des Kernes und das Ausknicken der Längsbewehrung nach Absplitterung der Betonschale, so daß die umschnürten Säulen fähig waren auch danach noch bedeutende Lasten zu tragen. Gleichzeitig traten große Verbiegungen auf, die die Plastizität solcher Säulen bewiesen.

Zacher.

Bücherschau

La Route 1952. Sonderheft der Zeitschrift Travaux. Paris Juni 1952, Editions Science et Industrie. Frs. 650.

In einer umfangreichen Sonderausgabe „La Route 1952“ behandelt die französische Zeitschrift „Travaux“ eine Reihe vordringlicher Fragen des Straßenbaus und der Straßenverwaltung in Frankreich. Auch in Frankreich beklagt man die ungenügende Bereitstellung von Haushaltsmitteln und als Folge davon das Nachhinken des Straßenbaus hinter der stürmischen Entwicklung des Kraftwagenverkehrs. Auch hier ist die Technik des Straßenbaus nicht hinter der Technik des Kraftwagens zurückgeblieben.

Im ersten Aufsatz wird die immer notwendiger werdende Mechanisierung der Straßenarbeiten behandelt zum Zweck der Arbeitsbeschleunigung und gleichmäßig guten Ausführung, ebenso aber auch als Folge der hohen Lohnkosten. Arbeiten an Straßen in den französischen Kolonien folgen, wobei auch Bodenvermörtelung mit Zement und Bitumen besprochen wird, die ja in Gebieten mit warmem Klima und ohne Frostwirkung immer gut am Platze ist. Der moderne Kraftverkehr erfaßt alle Straßengattungen und erfordert daher deren durchgängige Anpassung an die heutigen Verkehrsbeanspruchungen auch bei geringem Verkehr. Diese Notwendigkeit wird in einer Abhandlung über ausgeführte Straßenarbeiten auf ländlichen Wegen eines Einzeldepartements ausführlich dargelegt. Auf Grund fünfjähriger Erfahrung werden anschließende Fragen der zentralen Lagerung von Bindemitteln für den Straßenbau innerhalb von Bezirken besprochen. Im Gegensatz zu Deutschland, wo die Vorratslagerung größtenteils Sache der Herstellerfabriken geblieben ist, scheint in Frankreich die Entwicklung dahin zu gehen, die Bindemittel bezirksweise zu lagern, um u. a. die kurze Bauzeit zwischen Mai und September besser ausnützen zu können. Eine weitere Untersuchung befaßt sich mit der Frage der Herstellung und dem Verbrauch von Teer in den einzelnen Ländern Europas und kommt dabei zur Schlußfolgerung, daß im europäischen Wirtschaftsgebiet ein glücklicher Ausgleich zwischen Mehr-Herstellern und Mehr-Verbrauchern vorhanden sei, so daß nur die Wirtschaftsgrenzen aufgehoben zu werden brauchten. Eine schöne Ingenieuraufgabe stellen die Planungen und Vorbereitungen für den 12 km langen Straßentunnel durch das Montblanc-Massiv dar. Trotz des einheitlichen Granitvorkommens müssen teilweise schwere Tunnelauskleidungen beim Ausbau vorgesehen werden. Vor allen Dingen spielt die Frage einer einwandfreien Belüftung in diesem langen Tunnel mit seiner hohen Überdeckung eine Hauptrolle. Nach Beschreibung erheblicher Fortschritte in der Herstellung von Teermakadambelägen auf Grund der heutigen Verkehrsbeanspruchung folgt eine Betrachtung über den notwendigen Schutz von Straßen II. Ordnung in einem ländlichen Bezirk gegen die Angriffe des heutigen Kraftwagenverkehrs. Zum Schluß werden Fragen der Verkehrszählung auf französischen Straßen behandelt als wichtiger Grundlage für weitere Planungen und Ausbaumaßnahmen, wobei auch Vergleiche mit anderen Ländern gezogen werden.

Im ganzen zeigen die Abhandlungen, daß bei allen Kulturländern im wesentlichen dieselben Probleme nur mit geringen örtlichen Abwandlungen zur Debatte stehen. Trotzdem ergeben solche Darstellungen immer eine Anregung für Verwaltungen und Fachkreise, weshalb man sie dankbar begrüßt.

Schaible.

Eingegangene Bücher

Die Schriftleitung behält sich vor, die nachstehend aufgeführten Neuerscheinungen gelegentlich zu besprechen.

Führer durch die Technische Literatur. 40. Ausgabe 1953. 189 S. Hannover, Fr. Weidemann's Buchhandlung. Geh. 2,— DM.

Handbuch des Bauwesens. Deutscher Baukalender 1953, vereinigt mit Baustofflexikon 75. Jahrgang. Herausgeber H. P. Eckart, Stuttgart. XXIV, 664 S. mit zahlreichen Bildern. Stuttgart, Deutscher Fachschriften- und Fachbuch-Verlag G. m. b. H. (Deutsche Verlagsanstalt). Geb. 13,80 DM.